

F1503/5

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI

TOMUL XIX (XXIII)

Fasc. 1—2

SECȚIA V CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

1973



BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI

TOMUL XIX (XXIII)

Fasc. 1—2

SECȚIA V CONȘTRUCȚII. ARHITECTURĂ

1973

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. em. dr. doc. GH.ALEXA, prof. em. ing. D. ATANASIU, prof. ing. C. CALISTRU,
prof. ing. T. GOLGOȚIU, prof. dr. doc. D. MANGERON (secretar),
conf. ing. A. MARCHIȘ, prof. dr. doc. D. RUSU,
acad. prof. em. dr. doc. CRISTOFOR SIMIONESCU (președinte)

COMITETUL DE REDACȚIE AL SECȚIEI

V. CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

Prof. dr. ing. C. CIOBANU
Conf. ing. VL. BOGHIAN
Prof. dr. ing. A. RADU

REDACȚIA

Prof. dr. doc. D. MANGERON (redactor responsabil)
Conf. dr. ing. HUGO ROSMAN (secretar)
Ing. ANETA BRAIER (redactor)

Secția V

CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

S U M A R

	Pag.
ADRIAN VULPE, FLORIN MACAVEI și FELIX SCHÄRF, Variante de rezolvare a structurilor spațiale înalte alcătuite din bare (rom., rez. engl.)	9
LUCIAN STRAT, Determinarea răspunsului dinamic în domeniul elastoplastic pentru o comportare histeretică biliniară (rom., rez. engl.)	15
AL. EFTIMIE, Starea de tensiune în terenurile anizotrope de fundație (rom., rez. engl.)	23
C. AMARIEI, Proiectarea structurilor metalice plane cu greutate minimă (rom., rez. franc.)	31
ȘT. JERCA, Ecuațiile parametrilor inițiali pentru bara comprimat-incovoiată, cu înălțimea secțiunii transversale dreptunghiulare variind liniar (franc., rez. rom.)	39
IULIAN IONESCU, O metodă numerică de calcul a plăcilor plane și dreptunghiulare, rezemate pe terenuri deformabile, avînd marginile libere (franc., rez. rom.)	49
DAN PRECUPANU, Considerații privind alegerea secțiunii grinzilor metalice pretensionate (franc., rez. rom.)	59
PAUL COSMULESCU și P. LÖRINCZ, Torsiunea liberă a barelor cu pereți subțiri, dublu conexe, avînd un perete discontinuu (franc., rez. rom.)	65
GH. MĂRMUREANU, Capacitatea portantă a grinzilor cu inima plină la forfecare pură (engl., rez. rom.)	73
GH. NISTOR, AL. EFTIMIE și C. ACKER, Un procedeu de calcul a intersecției înainte (rom., rez. rusă)	79
AL. CIORNEI și TUDOR SILION, Considerații asupra proprietăților fizice ale loessului din orașul Iași prin prelucrarea statistică a datelor geotehnice existente (franc., rez. rom.)	85

	<u>Pag.</u>
TUDOR SILION și N. BOȚI, Contribuții la studiul variațiilor sezoniere de volum a stratului de fundare din lunca riului Bahlui și influența acestora asupra comportării construcțiilor (III ₁), (rom., rez. germ.)	97
C. BRANIȘTE și ALINA VASILIU, Influența gelului de aluminiu asupra refractarității mortarului pe bază de ciment Portland și baritină (rom., rez. franc.)	107
RECENZII	119



BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯСКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

Tom XIX (XXIII), Fasc. 1—2 1973

Section V
CONSTRUCTIONS. ARCHITECTURE

C O N T E N T S

	<u>Pag.</u>
ADRIAN VULPE, FLORIN MACAVEI and FELIX SCHÄRF, Simplifications in Matrix Solving of High Space Structures Made of Bars (Romanian, English summary)	9
LUCIAN STRAT, Dynamic Response Analysis in Elasto-Plastic Range for a Bilinear Hysteresis (Romanian, English summary)	15
AL. EFTIMIE, Stress State in Anisotropic Foundation Soils (Romanian, English summary)	23
C. AMARIEI, Calcul des ossatures métalliques planes à poids minimum (Romanian, French summary)	31
ȘT. JERCA, Les équations des paramètres initiaux pour la barre comprimée et fléchie dont la hauteur de la section transversale rectangulaire varie linéairement (French, Romanian summary)	39
IULIAN IONESCU, Méthode numérique de calcul des plaques planes rectangulaires appuyées sur des terrains déformables ayant les marges libres (French, Romanian summary)	49
DAN PRECUPANU, Considérations concernant le choix de la section des poutres métalliques prétensionnées (French, Romanian summary) . .	59
PAUL COSMULESCU et P. LÖRINCZ, La torsion libre des barres avec des parois minces, double connexes, ayant une paroi discontinue (French, Romanian summary)	65
GH. MĂRMUREANU, Ultimate Shear Strength of the Girders in Pure Shear (English, Romanian summary)	73
GH. NISTOR, AL. EFTIMIE et C. ACKER, Un nouveau procédé pour le calcul de l'intersection directe (Romanian, Russian summary) . .	79
AL. CIORNEI et TUDOR SILION, Considérations concernant les propriétés physiques du loess de la ville de Jassy, par l'étude statistique des dates géotechniques existentes (French, Romanian summary) . .	85

	<u>Pag.</u>
TUDOR SILION und N. BOȚI, Untersuchung von jährliche Volumen Änderungen der Lagerungsschicht im Bahluißtal und deren Ein- fluß auf den Bauwerken (III ₁), (Romanian, German summary) . .	97
C. BRANIȘTE et ALINA VASILIU, Influence du gel d'aluminium sur la réfractarité du mortier à base de ciment Portland et baratine (Ro- manian, French summary)	107
BOOK REVIEWS	119

Секция V

СТРОИТЕЛЬСТВО. АРХИТЕКТУРА

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
АДРИЯН ВУЛПЕ, ФЛОРИН МАКАВЕЙИ и ФЕЛИКС ШЕРФ, Варианты решения пространственных высоких, стержневых структур (рум., рез. англ.)	9
ЛУЧИЯН СТРАТ, Определение динамического ответа в упруго-пластическом области для двухлинейном гистерестическом поведение (рум., рез. англ.)	15
АЛ. ЕФТИМИЕ, Состояние напряжений в анизотропных грунтах фундаментов (рум., рез. англ.)	23
К. АМАРИЕЙ, Расчет плоских металлических систем с наименьшим весом (рум., рез. франц.)	31
ШТ. ЖЕРКА, Уравнения начальных параметров для стато-изогнутого стержня с прямо-угольным поперечным сечением, которого высота имеет линейную вариацию (франц., рез. рум.)	39
ДАН ПРЕКУПАЛУ, К вопросу об определении поперечных сечений стальных балок предварительно напряжены (франц., рез. рум.)	49
ПАУЛ КОСМУЛЕСКУ и П. ЛЬОРИНЦ, Кручение тонкостенных трубчатых стержней с одной несилочной стенкой (франц., рез. рум.)	59
Г. МЭРМУРЯЛУ, Предельная прочность балок на чистый срез (англ., рез. рум.)	73
Г. НИСТОР, АЛ. ЕФТИМИЕ и К. АКЕР, Новый метод решения прямой засечки (рум., рез. русск.)	79
АЛ. ЧОРНЕЙ и ТУДОР СИЛЬОН, Исследование физических качеств лесса города Яссы статистической знакомых геотехнических даны (франц., рез. рум.)	85

	Стр.
ТУДОР СИЛЙОН и Н. БОЦИ, Изучение сезонных изменений объема фундаментного слоя из луча реки Бахлуй и влияние названных изменений на поведение построек (III ₁), (рум., рез. нем.) . . .	97
К. БРАНИШТЕ и АЛИНА ВАСИЛИУ, Влияние гелия алюминия на очнеупорность портланд-цементное растворы и добавления бари- тины (рум., рез. франц.)	107
РЕЦЕНЗИИ	119

VARIANTE DE REZOLVARE A STRUCTURILOR SPAȚIALE ÎNALTE ALCĂTUITE DIN BARE

DE

ADRIAN VULPE, FLORIN MACAVEI și FELIX SCHÄRF

1. Introducere

Se prezintă particularitățile de calcul a structurilor spațiale înalte, evidențiindu-se avantajele ce se pot obține datorită formei speciale a acestora. Variantele de rezolvare propuse sînt aplicabile nu numai structurilor înalte dar și celor dezvoltate pe orice altă direcție, cît și sistemelor alcătuite din substructuri dezvoltate pe o direcție.

2. Procedeu matricelor de transfer

Prin acest procedeu se rezolvă atît structuri spațiale articulate [1] (fig. 1 a), cît și cu noduri rigide (fig. 1 b). Vectorul de stare al unei unități $\{S\}_i$ se exprimă funcție de vectorul de stare al unității precedente $\{S\}_{i-1}$ prin matricea de transfer $[\tau]_{i-1}^i$ care conține și „coloana încărcării” unității $i - 1$:

$$(1) \quad \{S\}_i = [\tau]_{i-1}^i \{S\}_{i-1}.$$

Succesiv toți $\{S\}_i$ se exprimă funcție de vectorul $\{S\}_0$ al unității inițiale:

$$(2) \quad \{S\}_i = [\tau]_{i-1}^i [\tau]_{i-2}^{i-1} \dots [\tau]_1^2 [\tau]_0^1 \{S\}_0.$$

Componentele vectorului $\{S\}_0$ sînt în parte cunoscute din condițiile de margine de la extremitatea inițială, restul determinîndu-se din condițiile de la extremitatea terminală.

Procedeu este avantajos pentru sistemele ale căror „unități” se repetă, caz în care matricele de transfer diferă numai prin „coloana încărcării”.

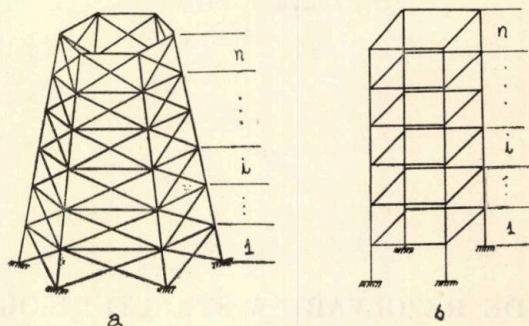


Fig. 1

2. Procedul matricelor cvasitridiagonale [2], [3]

Numerotînd nodurile în ordinea „unităților”, matricea de rigiditate a structurii rezultă a fi cvasitridiagonală. Eliminarea succesivă a necunoscutelor, în acest procedeu, are drept semnificație fizică deblocarea succesivă a nodurilor începînd de la o extremitate a structurii; deblocarea nodurilor unei unități modifică numai matricea de rigiditate și termenul liber al unității următoare, fapt ce constituie unul din avantajele procedului:

$$(3) \quad [k^*]_{i+1, i+1} = [k]_{i+1, i+1} - [k]_{i+1, i} [k^*]_{i, i}^{-1} [k]_{i, i+1},$$

$$(4) \quad \{F^*\}_{i+1} = \{F\}_{i+1} - [k]_{i+1, i} [k^*]_{i, i}^{-1} \{F^*\}_i.$$

Dacă sistemul de condiții este construit din n ecuații avînd b termeni liberi, în cazul cînd se consideră matricea coeficienților ca avînd toate elementele nenule, sînt necesare pentru înregistrarea acestora un număr

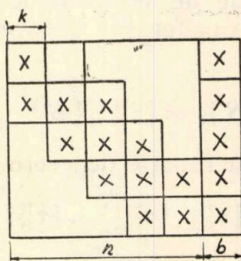


Fig. 2

de $n(n + b)$ adrese. Dimpotrivă, dacă se ține seama de forma cvasitridiagonală (fig. 2) iar dimensiunea unei submatrice este k , atunci acest număr se reduce la $n(ak + b)$, ținîndu-se seama și de faptul că pentru structurile de rezistență matricele respective sînt totdeauna simetrice.

Această observație permite utilizarea unor calculatoare de capacitate mai redusă.

Deși matricele de rigiditate ale fiecărei unități se determină mai ușor decât matricea de transfer, totuși procedeul matricelor cvasitridiagonale prezintă, față de cel al matricelor de transfer, dezavantajul că chiar la unități identice submatricele de inversat sînt, în fiecare etapă, diferite. Explicația constă în aceea că de fiecare dată matricele de rigiditate se scriu pe alt sistem de bază, cinematic-elastic nedeterminat, și anume pe un sistem cu un număr din ce în ce mai ridicat de noduri libere.

3. Procedeul substructurilor [4],[5]

Procedeul divizării în substructuri are un domeniu larg de aplicare. Acest procedeu permite – în raport cu cel al matricelor cvasitridiagonale – reducerea mult mai pronunțată a capacității memoriei principale necesare. Prin faptul că se folosește memoria auxiliară, pentru care timpii de acces sînt foarte mari, timpul de rezolvare este și el ridicat; procedeul se impune, totuși, în cazul structurilor cu grad ridicat de complexitate.

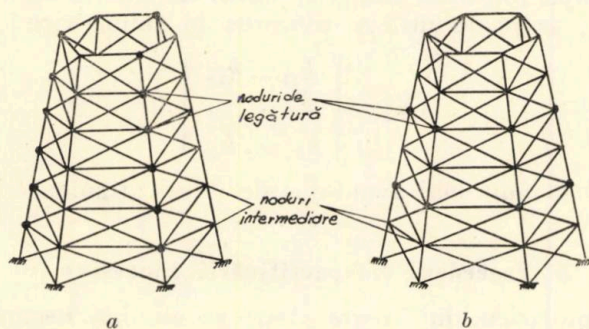


Fig. 3

În cazul structurilor înalte se pot considera substructuri fie după o direcție longitudinală (fig. 3 *a*), fie după una transversală (fig. 3 *b*). Se poate ține seama de o anumită parte a zerourilor din submatricea de rigiditate a fiecărei substructuri dacă structurile sînt dezvoltate pe o direcție (fig. 3 *a*). Matricele cvasitridiagonale obținute au celula de ordin mai mic decât cea a matricei de rigiditate cvasitridiagonală a întregii structuri. Unul din avantajele folosirii procedeului substructurilor, față de cel al matricelor cvasitridiagonale, îl constituie posibilitatea obținerii unor economii de calcule în cazul substructurilor identice. În particular folosirea simetriei, în raport cu un plan al structurii, permite conducerea calculului numai pe o semistructură.

4. Procedul simetriei

În cazul structurii simetrice (fig. 4) necunoscutele deplasări ale nodurilor dispuse simetric față de planul de simetrie sînt legate prin relații, ceea ce permite reducerea la jumătate a numărului de necunoscute. De exemplu, pentru structura simetrică din fig. 4, în cazul încărcării simetrice :

$$(5) \quad (\Delta x)_1 = (\Delta x)_2, \quad (\Delta y)_1 = -(\Delta y)_2, \quad (\Delta z)_1 = (\Delta z)_2.$$

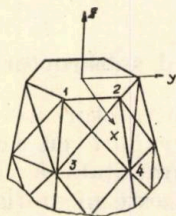


Fig. 4

Dacă și după folosirea simetriei matricea coeficienților nu poate fi inversată direct, se poate utiliza divizarea în submatrice

$$(6) \quad [K] = \begin{bmatrix} k_{11} & \dots & k_{1n} \\ \vdots & & \vdots \\ k_{n1} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix}.$$

Un procedeu mult mai avantajos decît cel al submatricelor este

5. Procedul compactificării succesive [6]

În acest procedeu, în fiecare etapă se elimină necunoscutele independente, două necunoscute Δ_i și Δ_j fiind independente dacă este satisfăcută relația :

$$(7) \quad k_{ij} = 0.$$

Pentru sistemele articulate deplasările nodurilor nelegate direct sînt independente, iar pentru cadrele spațiale rotațiile nodurilor nelegate direct sînt de asemenea independente. În fiecare etapă matricele de inversat sînt diagonale ; de asemenea prin dezvoltare în serie de puteri a matricei reduse (compactificate) a coeficienților se înlătură practic cea mai dificilă operație din rezolvarea structurilor — inversarea. În acest mod se obține o importantă reducere a timpului de rezolvare pe calculator.

De remarcat faptul că datorită formei speciale a structurilor înalte independența necunoscutelor este foarte pronunțată, ceea ce face din procedul compactificării un mijloc de rezolvare extrem de avantajos.

6. Forme combinate de rezolvare [7]

Combinarea diferitelor procedee poate aduce simplificări suplimentare în rezolvare. Astfel, considerarea alături de rotațiile nodurilor de legătură ale cadrelor spațiale, a deplasărilor liniare, permite generalizarea procedeeului compactificării și a substructurilor, în fiecare etapă fiind necesar să se inverseze matrice corespunzătoare nodurilor interioare unei substructuri. Pentru structurile cu porțiuni liniare (fig. 5) se poate aplica întâi procedeul substructurilor iar apoi, în rezolvarea substructurilor liniare, procedeul matricelor de transfer sau al celor cvasitridiagonale.

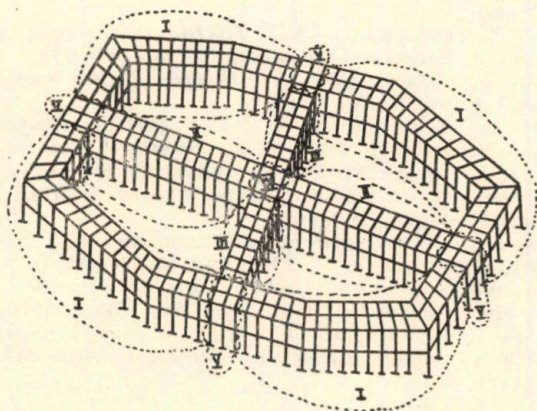


Fig. 5

7. Metoda matricei de flexibilitate

În cazul acestei metode matricea geometrică se scrie mult mai anevoios decât în cazul metodei matricei de rigiditate. Totuși, în cazul sistemelor cu un grad scăzut de nedeterminare statică — în special al celor spațiale articulate —, această dificultate este compensată de numărul redus de necunoscute.

Dacă însă diferența dintre gradul de nedeterminare cinematic-elastică și statică nu este prea mare, cu ajutorul procedeeelor simplificatoare amintite, și anume, cele din cadrul metodei deplasărilor, se poate da o rezolvare mai simplă decât prin metoda forțelor.

8. Concluzii

În rezolvarea matriceală a structurilor, în procesul de elaborarea a noi procedee, nu trebuie pierdută din vedere structura, intuiția inginerască. După cum rezultă din cele prezentate, urmărirea aspectului fizic este posi-

bilă pe deplin și va permite aducerea în continuare și a altor simplificări privind timpul de rezolvare pe calculator, a utilizării raționale a capacității de memorie a acestuia.

Primită la 10 decembrie 1971

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor

BIBLIOGRAFIE

1. Șesan A., Vulpe A., Tutoș N., Macavei F., *Rezolvarea structurilor spațiale articulate prin matrice de transfer*. Bul. Inst. polit. Iași, XIV (XVIII), 3-4 (1963).
2. Gatewood B. E., Oganian N., *Tri-Diagonal Matrix Method for Complex Structures*. J. Structural Division, ASCE, 91, ST 2 (1965).
3. Rubinstein M. F., *Matrix Computer Analysis of Structures*. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N. Y., 1966.
4. Drymiotis A. G., Kasma N. G., *The Stiffness Method of Analysis Considering an Assembly of Members as a Structural Element*. The International Conference on Space Structures, University of Surrey, September, 1966.
5. Derez G., Muller R., *Calcul des structures par division en sous-structures*. Construction Métallique, 2 (1968).
6. Vulpe A., *Compactificare succesivă în rezolvarea matriceală a structurilor spațiale*. Bul. Inst. polit. Iași, s. V, XVI (XX), 3-4 (1970).
7. Vulpe A., Macavei F., *The Unitary Form of Simplifications in Matrix Solving of Space Structures*. Conf. Mec. Apl., Buc., 1970.
8. Giandomenico T., Brazzelli M., *Problemi connessi con l'elaborazione automatica dei grandi sistemi di elasticità*. Costruzioni Metalliche, luglio-agosto (1971).

SIMPLIFICATIONS IN MATRIX SOLVING OF HIGH SPACE STRUCTURES MADE OF BARS

(Summary)

In the present paper there are presented simplifications in matrix solving of high space structures made of bars. The procedures are also applicable to the structures developed along any other direction as well as to the systems with substructures developed along a direction. One comes to the conclusion that if the degree of static indeterminacy were much smaller than the one of cinematic-elastic indeterminacy, then the flexibility method is proper to be used. Otherwise it can be used either the transfer matrix method or the stiffness method. Namely if the substructures recur, the transfer matrix procedure is adequate. Otherwise, for a small number of unknowns, corresponding to a level, the procedure of quasitridiagonal matrices is to be applied, while for a larger number of them the procedure of substructures or of compactification is preferable. Whenever possible the structure symmetry will be made use of.

DETERMINAREA RĂSPUNSULUI DINAMIC ÎN DOMENIUL ELASTO-PLASTIC PENTRU O COMPORTARE HISTERETICĂ BILINIARĂ

DE

LUCIAN STRAT

1. Prezentarea problemei

Răspunsul dinamic neliniar și calculul acestuia în diferite cazuri de solicitare și stadii postelastice, pînă la cedare, constituie în prezent o preocupare majoră a numeroși cercetători interesați în proiectarea rațională, economică, a construcțiilor ductile.

O prezentare succintă a relațiilor care permit determinarea răspunsului sistemelor cu un grad de libertate, pentru cîteva cazuri de variație a forței perturbatoare, luînd în considerare, pentru modelul biliniar, raportul rigidităților și frecvențelor corespunzătoare stadiilor elastic și post-elastic, formează obiectul lucrării de față.

Pe baza unor cercetări anterioare privind comportarea histeretică a unor structuri ductile [1]...[3] și a rezultatelor obținute pe structuri din cadre din oțel moale, solicitate static și dinamic, se poate descrie funcția neliniară forță—deplasare cu ajutorul curbei histeretice a unui ciclu caracteristic de oscilație.

Relațiile de calcul care se obțin sînt mai simplu de aplicat decît cele care se bazează, bunăoară, pe normalizarea prealabilă a curbelor caracteristice [4].

Pentru un anumit grad de plasticizare, la care sistemul este caracterizat și printr-o anumită valoare a frecvenței degradate, în ecuația de mișcare a oscilației forțate, funcția $R(y)$ este neliniară, iar variația rigidității pe ramurile approximate liniar este proporțională cu raportul pătratelor cvasi-frecvențelor circulare în cele două stadii de comportare:

$$(1) \quad \frac{k_1}{k_2} = \frac{\omega_1^2}{\omega_2^2} = \frac{24E_1J/mh^3}{24E_2J/mh^3} = \frac{E_1}{E_2} = \alpha.$$

Relația (1), scrisă pentru un cadru cu rigla infinit rigidă, rămâne valabilă și pentru cadre cu rigla elastică. În cele ce urmează se prezintă relațiile care rezultă la determinarea răspunsului unui sistem neliniar cu un grad de libertate, pentru o funcție biliniară (fig. 1) cu revenire elastică (G e r s t n e r) la acțiunea unei forțe impulsive constante (fig. 2) și a unei forțe perturbatoare armonice (fig. 3). Influența raportului cvasi-frecvențelor pentru cele două stadii este pusă în evidență în expresiile deplasării dinamice corespunzătoare porțiunilor liniare ale ciclului histeretic, cu posibilitatea unei rezolvări numerice pentru un număr mare de cicluri similare de oscilație.

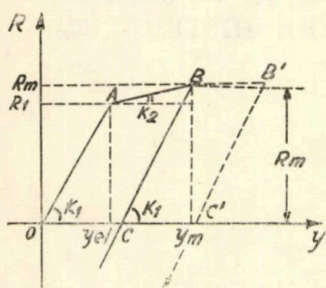


Fig. 1. — Comportarea elasto-plastică biliniară cu revenire elastică.

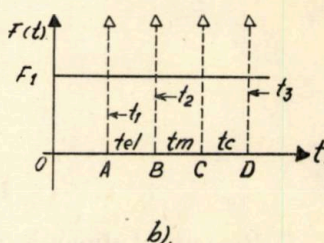
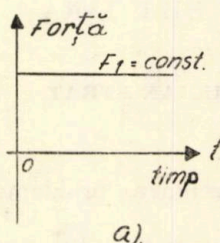


Fig. 2. — Forță perturbatoare constantă în timp.

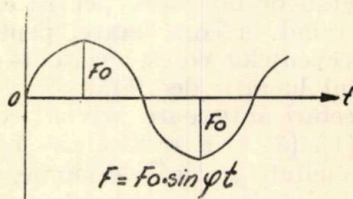


Fig. 3. — Forță perturbatoare armonică.

Ecuția de mișcare a sistemului

$$(2) \quad M\ddot{y} + R(y) + S(\dot{y}, y) = F(t),$$

în care: $S(y, \dot{y})$ este forța de amortizare, în general neliniară, $R(y)$ — forța elastică echivalentă stadiului considerat (caracteristica de revenire liniară), devine, în cazul includerii disipărilor de energie inelastice în caracteristica $R(y)$, cu neglijarea amortizării de tip V o i g t, de forma

$$(3) \quad M\ddot{y} + R(y) = F(t).$$

2. Cazul comportării biliniare cu $F(t) = \text{const.}$

Funcția forță-deplasare biliniară comportă la încărcare două stadii : elastic (OA), avînd rigiditatea K_1 și limita deplasării elastice punctul A (y_{el} , R_1); elasto-plastic (AB), avînd rigiditatea K_2 și limita deplasării de la care are loc descărcarea punctul $B(y_m, R_m)$, conform fig. 1.

Forța exterioară, constantă în intervalul considerat (fig. 2), este corelată diferitelor momente corespunzătoare stadiilor caracteristice (timpii t_{el} , t_m , t_{el} etc.).

Ecuția mișcării (3) devine :

$$(4) \quad M\ddot{y} + R(y) = F_1 = \text{const.}$$

Cînd $y < y_{el}$, $R(y)$ corespunde stadiului elastic.

2.1. Stadiul elastic (OA)

Ecuția mișcării poate fi scrisă în acest caz sub forma :

$$\ddot{y} + \omega_1^2 y = \frac{F_1}{M},$$

în care

$$\omega_1^2 = \frac{K_1}{M}.$$

Pentru $y_0 = \dot{y}_0 = 0$ se obține :

$$(5) \quad y = \frac{F_1}{M\omega_1^2}(1 - \cos \omega_1 t), \quad \dot{y} = \frac{F_1}{M\omega_1} \sin \omega_1 t.$$

Timpul la care se atinge deplasarea y_{el} este dat de :

$$\cos \omega_1 t_{el} = 1 - \frac{y_{el}}{y_{st}},$$

în care

$$y_{st} = \frac{F_1}{M\omega_1^2} = \frac{F_1}{K_1}.$$

2.2. Stadiul elasto-plastic (AB)

Analog stadiului elastic, se asociază ramurii elasto-plastice AB cvasi-frecvența circulară proprie ω_2 , avînd expresia

$$\omega_2^2 = \frac{K_2}{M}.$$

Evident, această cvasi-frecvență are un caracter convențional de calcul și apare numai în cazul unei aproximări poligonale (bi-,tri-sau multiplu liniare) a funcției $R - y$ [3], de unde rezultă de altfel și relația (1)

care apare din curba efort-deformație în cazul unei aproximări biliniare a diagramei caracteristice.

În acest stadiu (fig. 1), pentru $y_{el} < y < y_m$, condițiile inițiale sînt :

$$(6) \quad y_0 = y_{el}, \quad \dot{y}_0 = \omega_1 y_{st} \sin(\omega_1 t_{el}).$$

Forța de revenire $R(y)$ capătă forma :

$$\begin{aligned} R(y) &= K_{el} + K_2 y = (K_1 - K_2) y_{el} + K_2 y = \\ &= K_1 \left[\left(1 - \frac{K_2}{K_1} \right) y_{el} + \frac{K_2}{K_1} y \right] = K_1 \left[\left(1 - \frac{1}{\alpha} \right) y_{el} + \frac{y}{\alpha} \right]. \end{aligned}$$

Așadar ecuația mișcării (3) poate fi scrisă sub forma :

$$(7) \quad \ddot{y} + \omega_2^2 y = \frac{F_1 - K_{el}}{M} = \frac{F_1 - K_1(1 - 1/\alpha)y_{el}}{M}.$$

Soluția generală a ecuației (7) este de forma :

$$(8) \quad y = C_1 \cos \omega_2 t_1 + C_2 \sin \omega_2 t_1 + \frac{F_1 - K_{el}}{M \omega_2^2} (1 - \cos \omega_2 t_1).$$

Ținînd seama de condițiile inițiale (6), soluția (8) capătă forma :

$$(9) \quad y = y_{el} \cos(\omega_2 t_1) + y_{st} \sqrt{\alpha} \sin(\omega_1 t_{el}) \sin \omega_2 t_1 + \frac{F_1 - K_{el}}{M \omega_2^2} (1 - \cos \omega_2 t_1).$$

Întrucît în punctul B are loc o schimbare de sens a forței $R(y)$ pentru calculul ulterior al răspunsului prezintă interes timpul t_{1m} . Se diferențiază y în raport cu t și rezultă apoi deplasarea y_m .

Dacă se notează

$$y'_{st} = \frac{F_1 - K_{el}}{M \omega_2^2},$$

timpul t_{1m} , corespunzător punctului B , este dat de expresia :

$$(10) \quad \operatorname{tg} \omega_2 t_{1m} = \frac{y_{st} \omega_1 \sin \omega_1 t_{el}}{\omega_2 (y_{el} - y'_{st})} = \frac{y_{st} \sin \omega_1 t_{el}}{y_{el} - y'_{st}} \sqrt{\alpha}.$$

În acest mod deplasarea maximă în primul ciclu este :

$$(11) \quad y_m = y_{el} \cos \omega_2 t_{1m} + y_{st} \sqrt{\alpha} \sin \omega_1 t_{el} \sin \omega_2 t_{1m} + y'_{st} (1 - \cos \omega_2 t_{1m}),$$

în care t_{1m} corespunde valorii date de (10).

2.3. Stadiul elastic revenire (BC)

Ecuția mișcării este în acest caz

$$(12) \quad M\ddot{y} + R_m - K_1(y_m - y) = F_1,$$

în care $K_1(y_m - y)$ constituie caracteristica elastică la descărcare.

Deplasarea se calculează cu relația

$$(13) \quad y = C_1 \sin \omega_1 t_2 + C_2 \cos \omega_1 t_2 + \frac{F_1 + K_1 y_m - R_m}{K_1} (1 - \cos \omega_1 t_2),$$

unde (fig. 1):

$$R_m = K_1 y_{el} + K_2 (y_m - y_{el}) = K_{el} + K_2 y_m.$$

Utilizînd condițiile inițiale:

$$t_2 = 0 \quad y_0 = y_m \quad \text{și} \quad \dot{y}_0 = 0,$$

valabile pentru acest stadiu, se determină constantele de integrare C_1 , C_2 , încît soluția (13) devine:

$$(14) \quad y = \left[(y_{el} - y'_{st}) \cos \omega_2 t_{1m} + y_{st} \sqrt{\alpha} \sin \omega_1 t_{el} \sin \omega_2 t_{1m} + \right. \\ \left. + y'_{st} - y_{st} - y_m + \frac{R_m}{K_1} \right] \cos \omega_1 t_2 + y_{st} + y_m - \frac{R_m}{K_1}.$$

Se determină apoi timpul de traversare a axei y , deplasarea în stadiul elasto-plastic cu o forță $R(y)$ negativă; procedeul se repetă și pentru ciclul histeretic următor, care în baza ipotezelor admise se poate considera ca avînd o formă similară primului, cu originea deplasată cu mărimea deformației remanente din ciclul precedent. W. D. Iwan [4], normalizînd în prealabil curba histeretică, indică un procedeu de calcul la care soluțiile rezultă implicit; calculul se efectuează prin încercări repetate, procedeul fiind destul de laborios.

În ambele cazuri aplicarea tehnicilor de calcul numeric permite programarea la mașini de calcul, ceea ce oferă posibilitatea determinării rapide a răspunsului dinamic în diferite stadii.

3. Cazul comportării biliniare cu forță perturbatoare armonică

$$F(t) = F_0 \sin \phi t$$

Ecuția mișcării în acest caz este:

$$(15) \quad M\ddot{y} + R(y) = F_0 \sin \phi t.$$

Funcția forță-deplasare este aceeași ca în § 2.2, de formă biliniară, cu $K_2 \neq 0$. Originea timpurilor se consideră aceeași cu deosebirea că forța perturbatoare variază armonic.

3.1. Stadiul elastic (OA)

Considerînd pentru $t = 0$, $y_0 = \dot{y}_0 = 0$, avem :

$$y = \frac{F_0}{K_1} \cdot \frac{1}{1 - \varphi^2/\omega_1^2} \sin \varphi t.$$

Timpul t_{el} este dat de :

$$(16) \quad \sin \varphi t_{el} = \frac{y_{el}}{F_0/K_1} \left(1 - \frac{\varphi^2}{\omega_1^2} \right).$$

Viteza mișcării rezultă :

$$\dot{y} = \frac{F_0}{K_1} \varphi \frac{1}{1 - \varphi^2/\omega_1^2} \cos \varphi t.$$

3.2. Stadiul elasto-plastic (AB)

Condițiile inițiale sînt :

$$t_1 = t - t_{el} = 0, \quad y_0 = y_{el}, \quad \dot{y}_0 = \frac{F_0}{K_1} \varphi \frac{1}{1 - \varphi^2/\omega_1^2} \cos \varphi t_{el},$$

știut fiind că φt_{el} este dat de relația (16).

Ecuția mișcării (15) devine în acest stadiu :

$$(17) \quad \ddot{y} + \omega_2^2 y = \frac{F_0}{M} \sin \varphi t - \frac{K_{el}}{M}.$$

Răspunsul este dat de soluția ecuației diferențiale (17) :

$$(18) \quad y = C_1 \cos \omega_2 t_1 + C_2 \sin \omega_2 t_1 + \frac{F_0 \sin \varphi t_1}{M(\omega_2^2 - \varphi^2)} - \frac{K_{el}}{M\omega_2^2}.$$

Constantele C_1 și C_2 se determină utilizînd condițiile inițiale corespunzătoare acestui stadiu. Expresia deplasării dinamice devine în cele din urmă :

$$(19) \quad y = \alpha y_{el} \cos \omega_2 t_1 + \frac{F_0 \varphi}{M\omega_2} \left(\frac{\cos \varphi t_{el}}{\omega_1^2 - \varphi^2} - \frac{1}{\omega_2^2 - \varphi^2} \right) \sin \omega_2 t_1 + \\ + \frac{F_0 \sin \varphi t_1}{M(\omega_2^2 - \varphi^2)} - \frac{K_{el}}{M\omega_2^2}.$$

Anulând derivata expresiei (19) se poate determina timpul t_{1m} corespunzător deplasării limită pozitive în primul ciclu de oscilație:

$$-\omega_2 \alpha y_{el} \sin \omega_2 t_{1m} + \frac{F_0 \varphi}{M} \left(\frac{\cos \varphi t_{el}}{\omega_1^2 - \varphi^2} - \frac{1}{\omega_2^2 - \varphi^2} \right) \cos \omega_2 t_{1m} + \frac{F_0 \varphi \cos \varphi t_{1m}}{M(\omega_2^2 - \varphi^2)} = 0.$$

Notînd coeficienții constanți ai funcțiilor trigonometrice $\sin \omega_2 t_{1m}$, $\cos \omega_2 t_{1m}$, $\cos \varphi t_{1m}$ respectiv cu A , B și C , se obține o ecuație transcendentă de forma

$$(20) \quad A \sin \omega_2 t_{1m} + B \cos \omega_2 t_{1m} + C \cos \varphi t_{1m} = 0,$$

din care rezultă t_{1m} . Determinarea timpului respectiv se poate efectua prin diferite căi, de exemplu prin intersecția curbelor $A \sin \omega_2 t_{1m} + B \cos \omega_2 t_{1m}$ și $C \cos \varphi t_{1m}$.

3.3. Stadiul elastic revenire (BC)

Ecuția mișcării

$$(21) \quad M\ddot{y} + R_m - K_1(y_m - y) = F_0 \sin \varphi t_2$$

este valabilă pentru $t_2 = t - t_{el} - t_{1m}$.

Răspunsul dinamic este dat de expresia

$$(22) \quad y = C_1 \cos \omega_1 t_2 + C_2 \sin \omega_1 t_2 + \frac{F_0}{M(\omega_1^2 - \varphi^2)} \sin \varphi t_2 + y_m - \frac{R_m}{K_1}.$$

Pentru $t_2 = 0$ rezultă drept condiții inițiale, în acest stadiu,

$$y_0 = y_m, \quad \dot{y}_0 = 0.$$

Așadar soluția (22) devine:

$$(23) \quad y = \frac{R_m}{K_1} \cos \omega_1 t_2 - \frac{F_0 \varphi}{M \omega_1} \cdot \frac{\sin \omega_1 t_2}{\omega_1^2 - \varphi^2} + \frac{F_0 \sin \varphi t_2}{M(\omega_1^2 - \varphi^2)} + y_m - \frac{R_m}{K_1}.$$

Relația (23) permite calculul deplasărilor în stadiul elasto-plastic BC. Forma generală a soluției (23) este:

$$(24) \quad y = A \cos \omega_1 t_2 + B \sin \omega_1 t_2 + C \sin \varphi t_2 + D.$$

Se observă că această relație nu depinde direct de raportul cvasi-frecvențelor ramurilor OA și AB , ca în cazul expresiilor de tipul (19). În mod similar se continuă calculul deplasării în zona elasto-plastică negativă și apoi, în ciclul următor de oscilație.

4. Concluzii

Relațiile stabilite pot fi utilizate în calculul răspunsului neliniar al sistemelor cu un nivel pentru valori ale pulsațiilor proprii diferite de pulsația forțelor perturbatoare (în afara domeniului de rezonanță).

Primită la 26 iunie 1972

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor

BIBLIOGRAFIE

1. Hanson R. D., *Comparison of Static and Dynamic Hysteresis Curves*. J. of the Eng. Mech. Divis., Proc. of the ASCE, **92** (1966).
2. Kaldjian J. M., Fan S. R., *Earthquake Response of a Ramberg-Osgood Structure*. J. of the Structural Divis., Proc. of the ASCE, **94** (1968).
3. Strat L., Mihai C., Manolovici M., *Investigation Methods of Steel Models Subjected to Dynamic Loads in Elastic and Elasto-Plastic Range*. International Symposium RILEM, Topic II, Bucharest, 520—540.
4. Iwan W. D., *The Dynamic Response of Bilinear Hysteretic Systems*. Proc. of the Third W. C. E. E., New-Zealand, 1965.

DYNAMIC RESPONSE ANALYSIS IN ELASTO-PLASTIC RANGE FOR A BILINEAR HYSTERESIS

(Summary)

The expressions yielding the dynamic elasto-plastic response for a bilinear hysteresis taking into account the quasi-frequency ratio corresponding to the linearised zones are presented. Two situations, concerning external dynamic forces usually considered, are introduced in the equation of motion: the constant impulsive loading and the harmonical force interfering in most practical cases.

STAREA DE TENSIUNE ÎN TERENURILE ANIZOTROFE DE FUNDATIE

DE

AL. EFTIMIE

1. Considerînd terenul de fundație un semispațiu elastic omogen și transversal anizotrop, în această lucrare se urmărește stabilirea influenței anizotropiei unor depozite naturale de pămînturi (argile supraconsolidate) asupra distribuției tensiunilor în cazul acțiunii unei forțe concentrate normale la suprafața de separație, comparativ cu ipoteza semispațiului elastic omogen și izotrop.

Problema a mai fost cercetată de K. Wolf [1] și L. Bardeu [2] și asupra rezultatelor lor ne vom referi mai jos.

2. Legătura dintre deformațiile specifice și eforturile unitare, pentru un material transversal anizotrop, este dată de următoarele relații:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_x = \frac{1}{E_H} (\sigma_x - \nu_1 \sigma_y) - \frac{\nu_3}{E_V} \sigma_z, \quad \gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G_1}, \\ \varepsilon_y = \frac{1}{E_H} (\sigma_y - \nu_1 \sigma_x) - \frac{\nu_3}{E_V} \sigma_z, \quad \gamma_{zy} = \frac{\tau_{zy}}{G_2}, \\ \varepsilon_z = \frac{1}{E_V} \sigma_z - \frac{\nu_2}{E_H} (\sigma_x - \sigma_y), \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G_3}. \end{array} \right.$$

Constantele elastice care caracterizează anizotropia transversală sînt deci: E_V —modulul de elasticitate în direcție verticală, E_H —modulul de elasticitate în direcție orizontală, ν_1 —coeficientul lui Poisson care reflectă efectul deformației orizontale asupra deformației orizontale, ν_2 —coeficientul lui Poisson care reflectă efectul deformației orizontale asupra deformației verticale, ν_3 —coeficientul lui Poisson care reflectă efectul deformației verticale asupra deformației orizontale și trei valori G_1, G_2, G_3 pentru modulul transversal de elasticitate reflectînd

modificarea unghiului dintre axele de coordonate zx , zy și respectiv xy .

Între cele opt constante elastice există următoarele legături:

$$(1) \quad \frac{E_H}{E_V} = \frac{\nu_2}{\nu_3}, \quad (2) \quad G_3 = \frac{E_H}{2(1+\nu_1)}, \quad (3) \quad G_1 = G_2.$$

Ca și în cazul terenurilor izotrope, din condiția ca energia de deformare să fie pozitivă, rezultă următoarele relații:

$$(4) \quad 1 > \nu_1^2 + 2\nu_2\nu_3 + 2\nu_1\nu_2\nu_3 \text{ și } 1 > \nu_1 + \nu_2\nu_3.$$

De asemenea, ca urmare a presupunerii că deformația volumică specifică are același semn ca și efortul aplicat, mai rezultă restricțiile

$$(5) \quad 1 > \nu_1 + \nu_2 \text{ și } \frac{1}{2} > \nu_3.$$

Cu notațiile din fig. 1, J. H. Michell [3] a arătat că în oricare punct al unui semispațiu transversal anizotrop, acționat de o forță concentrată normală la suprafața de separație, efortul unitar normal vertical și efortul unitar tangențial au expresiile:

$$(6) \quad \sigma_z = \lambda R \cos \theta = \lambda z,$$

$$(7) \quad \tau_{rz} = \lambda R \sin \theta = \lambda z,$$

în care,

$$(8) \quad \lambda = \frac{P}{2\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{\alpha - \beta}} \left[\frac{1}{(r^2 + z^2/\alpha)^{3/2}} - \frac{1}{(r^2 + z^2/\beta)^{3/2}} \right],$$

$$(9) \quad \alpha + \beta = \frac{AC - F^2 - 2FL}{AL}, \quad \alpha\beta = \frac{C}{A}.$$

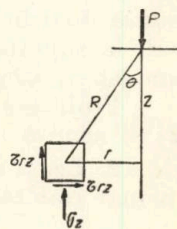


Fig. 1

Expresiile parametrilor elastici A , C , F , L , în funcție de constantele elastice care caracterizează anizotropia transversală, au forma:

$$(10) \quad \begin{cases} A = \frac{E_H}{\Phi} (1 - \nu_2\nu_3), & C = \frac{E_V}{\Phi} (1 - \nu_1^2), \\ F = \frac{E_V}{\Phi} (1 + \nu_1), & L = G_1 = G_2, \end{cases}$$

în care

$$\Phi = (1 + \nu_1)(1 - \nu_1 - 2\nu_2\nu_3).$$

3. Coeficienții α și β trebuie să fie reali și pozitivi pentru ca expresia (8) să aibă sens și această condiție va fi îndeplinită în limitele de aplicabilitate practică a celor ce vor fi stabilite mai jos.

Pentru $E_H = E_V$ și $\nu_1 = \nu_2 = \nu_3 = \nu$ se obține cazul izotropiei, rezultând $\alpha = \beta = 1$, pentru care expresia (8) devine nedeterminată; deci soluțiile (6) și (7) au valabilitate numai în afara cazului $\alpha = \beta = 1$.

În lucrarea [4] s-a arătat că pentru $\alpha = \beta = 1$, soluțiile (6) și (7) tind către soluția din cazul ipotezei izotropiei (soluția lui B o u s s i n e s q).

4. Expresiile (6) și (7), ale tensiunilor, pe lângă faptul că sînt laborioase, prezintă inconvenientul că depind esențial de cele trei valori ν_1, ν_2, ν_3 ale coeficientului lui P o i s s o n, cît și de cele trei valori $G_1 = G_2, G_3$ ale modulului transversal de elasticitate al mediului, deci de valori practice îndoielnice.

După numeroase calcule numerice, efectuate cu diferite valori ale constantelor elastice, practic posibile, s-a observat că tensiunile σ_x și τ_{xz} depind foarte puțin de variațiile valorilor coeficientului lui P o i s s o n; ele depind însă în mod esențial de raportul $E_H/E_V = \nu_2/\nu_3$ și această observație ne-a sugerat introducerea mai întîi a unor substituții avantajoase în scopul punerii în evidență a raportului și apoi a unor aproximații, ceea ce a condus la simplificări considerabile a relațiilor (6) și (7), așa cum va rezulta din cele ce urmează.

Astfel, ținînd seama de relația (1) și notînd raportul

$$(11) \quad \frac{E_H}{E_V} = \frac{\nu_2}{\nu_3} = n,$$

apare posibilitatea exprimării constantelor elastice ν_2 și ν_3 în funcție de raportul n , numit *grad de anizotropie*.

Restricțiile (5) arată că substituția $\nu_3 = \nu_2/n$ poate fi admisă, în general, pentru $n > 1$ iar substituția $\nu_2 = n\nu_3$ pentru $n < 1$, avîndu-se deci în vedere limitele practic posibile de variație a valorilor coeficientului lui P o i s s o n la pămînturile de fundație.

Cu substituțiile $\nu_3 = \nu_2/n$ și $E_H = nE_V = nE$ pentru $n > 1$ și cu $\nu_2 = n\nu_3$ și $E_H = nE_V = nE$ pentru $n < 1$, expresiile (10) ale parametrilor elastici A, C, F, L capătă o formă care scoate foarte bine în evidență faptul că pentru diferite valori numerice ale constantelor elastice ν_1, ν_2, ν_3 , situate între limitele practic posibile, coeficienții α și β , determinați cu relațiile (9), depind foarte puțin de variațiile valorilor ν_1, ν_2, ν_3 și foarte mult de gradul de anizotropie.

Această constatare ne-a sugerat acceptarea aproximației $\nu_1 \approx \nu_2 \approx \nu$ pentru $n > 1$ și $\nu_1 \approx \nu_3 \approx \nu$ pentru $n < 1$, prin ν notînd o valoare aproximativă (medie) a coeficientului lui P o i s s o n.

După datele din literatura de specialitate, valorile $1 < n \leq 2,5$ corespund argilelor supraconsolidate iar $1 > n \geq 0,5$ — nisipurilor.

5. Cercetările experimentale efectuate de către J. E. R a g a t k i - n a [5] au dus la concluzia că încercarea probelor unor pămînturi argiloase, la rezistența de forfecare, în condițiile stării de tensiuni triaxiale, arată că acestea sînt practic izotrope, deși gradul de anizotropie variază între limitele 1 și 3.

Această observație ne-a sugerat posibilitatea de a admite și aproximația $G_1 = G_2 \approx G_3 = nE/2(1 - \nu_1)$, iar pentru a asigura condiția ca α și β să fie reali și pozitivi, cât și pentru a obține simplificări importante, s-a mai admis în plus

$$(12) \quad \frac{nE}{2(1 + \nu_1)} \approx \frac{E}{1 + 1/n + 2\nu_2/n},$$

ceea ce corespunde intervalelor, practic posibile, $1 < n \leq 2,5$ și $1 > n \geq 0,5$, după cum se observă din tabelul 1.

Tabelul 1

n	ν	$G_3 = \frac{E}{2/n + 2\nu/n}$	$n > 1$ $G_1 = G_2 \approx \frac{E}{1 + 1/n + 2\nu/n}$	$n < 1$ $G_1 = G_2 \approx \frac{E}{1 + 1/n + 2\nu}$
1,25	0,3	0,492 E	0,450 E	0,417 E
1,50	0,3	0,570 E	0,495 E	—
1,75	0,3	0,674 E	0,524 E	—
2,00	0,3	0,770 E	0,556 E	—
2,25	0,3	0,860 E	0,585 E	—
2,50	0,3	0,962 E	0,610 E	—
0,75	0,3	0,288 E	—	0,332 E
0,5	0,3	0,193 E	—	0,279 E

Cu substituțiile introduse și cu aproximațiile admise se ajunge la următoarele relații simple pentru calculul coeficienților α și β :

$$(13) \quad \alpha + \beta = \frac{1 + n - 2\nu^2}{n - \nu^2}, \quad \alpha\beta = \frac{1 - \nu^2}{n - \nu^2},$$

în cazul $n < 1$,

$$(14) \quad \alpha + \beta = \frac{1 + n - 2\nu^2}{n(1 - n\nu^2)}, \quad \alpha\beta = \frac{1 - \nu^2}{n(1 - n\nu^2)},$$

în cazul $n < 1$.

Restricțiile (4) și (5), puse sub forma ce rezultă din substituțiile introduse și aproximațiile admise, sînt satisfăcute.

6. În practică interesează în mod deosebit efortul unitar vertical maxim care se produce pe direcția de acțiune a forței.

Făcînd $r = 0$ în relația (8) și introducînd în (6), se obține:

$$(15) \quad \sigma_{z\max} = \frac{P}{2\nu z^2} K,$$

în care

$$K = \alpha + \beta + \sqrt{\alpha\beta}.$$

Pentru $n > 1$, ținând seama de relațiile (13), expresia coeficientului K devine

$$(16) \quad K = \frac{1 + n - 2v^2}{n - v^2} + \sqrt{\frac{1 - v^2}{n - v^2}},$$

iar pentru $n < 1$, având în vedere relațiile (14), se obține

$$(17) \quad K = \frac{1 + n - 2nv^2}{n(1 - nv^2)} + \sqrt{\frac{1 - v^2}{n(1 - nv^2)}}.$$

Este interesant de observat că în cazul $n = 1$ rezultă $K = 3$ și $\sigma_{\max} = 3P/2\pi z^2$, adică exact soluția corespunzătoare ipotezei terenului izotrop.

Pentru diferite valori ale gradului de anizotropie n și ale coeficientului lui Poisson, între limitele practic posibile, s-a calculat coeficientul K cu formulele (16) și (17) și din observarea acestor valori, înregistrate în tabelul 2, se constată că pentru $n > 1$ coeficientul K descrește atunci când n crește, iar pentru $n < 1$ coeficientul K crește când n descrește. Se mai observă că variația coeficientului lui Poisson exercită o influență joarte mică asupra mărimii coeficientului K , în timp ce variația lui n , între limitele 1 și 2,5, conduce la o variație de 33% a mărimii coeficientului K în raport cu ipoteza izotropiei, caracterizată de $K = 3$.

Acceptarea aproximațiilor cu privire la valorile coeficientului lui Poisson este, deci, justificată.

Rezultă că efortul unitar $\sigma_{z\max}$ descrește pentru $n > 1$ și crește pentru $n < 1$ în comparație cu soluția din ipoteza izotropiei.

Tabelul 2

$\begin{matrix} v \\ n \end{matrix}$	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,42
0,5	4,395	4,380	4,359	3,333	4,302	4,264	4,247
0,625	3,850	3,840	3,825	3,806	3,783	3,755	3,743
0,750	3,479	3,472	3,462	3,449	3,435	3,410	3,387
0,850	3,256	3,251	3,246	3,239	3,229	3,218	3,213
1,000	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000
1,250	2,688	2,683	2,677	2,669	2,660	2,649	2,643
1,500	2,475	2,468	2,459	2,448	2,435	2,419	2,411
1,750	2,318	2,310	2,300	2,288	2,273	2,255	2,246
2,000	2,197	2,190	2,180	2,166	2,151	2,131	2,124
2,250	2,101	2,094	2,084	2,070	2,054	2,036	2,027
2,500	2,023	2,015	2,005	1,990	1,976	1,958	1,949
2,75	1,958	1,949	1,939	1,927	1,913	1,893	1,886

7. Considerînd pentru coeficientul lui Poisson o valoare constantă și variînd gradul de anizotropie, s-a calculat efortul unitar σ_z în baza valorilor coeficienților α și β rezultate din relațiile (13) și (14), în diferite puncte situate pe un plan orizontal și pe baza valorilor obținute s-a trasat graficul din fig. 2. Ținînd seama și de faptul că condiția $\int \sigma_z dA = P$ este

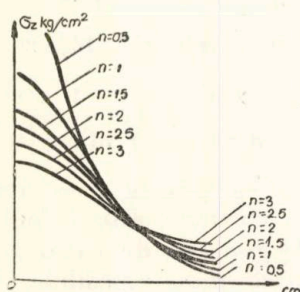


Fig 2.

satisfăcută pentru oricare pereche de valori α și β , se poate trage concluzia că pentru $n > 1$ există o mai mare dispersie laterală a tensiunilor σ_z decît în cazul ipotezei izotropiei, iar pentru $n < 1$ există o mai mare concentrare a tensiunilor σ_z în vecinătatea liniei de acțiune a forței P decît în ipoteza izotropiei.

8. În concluzie, anizotropia unor depozite naturale de pămînt poate fi caracterizată numai prin raportul $E_H/E_V = n$.

După cum crește gradul de anizotropie n , în același mod crește și puterea de împrăștiere laterală sau de concentrare a tensiunilor de către terenul de fundație.

Acest fapt ar putea constitui o cauză a nepotrivirilor constatate între tasările observate și cele calculate pe baza ipotezei izotropiei, la unele terenuri de fundație.

Ipoteza simplificatoare $v_1 = v_2 = v_3 = 0$ admisă de K. Wolf [1] nu poate fi acceptată, deoarece, după cum s-a arătat mai sus, valorile coeficientului lui Poisson trebuie să satisfacă anumite condiții, printre care $v_2/v_3 = E_H/E_V = n$, care face ca ipoteza lui Wolf să nu poată fi luată în considerație. Soluția a mai fost criticată pentru neconcordanța cu observațiile experimentale.

Soluția simplificatoare a lui L. Bardeau [2] deși conduce, în general, la aceleași concluzii calitative și cantitative ca și cele pe care le-am stabilit mai sus, în această lucrare, a fost criticată pentru neconcordanța cu teoria elasticității mediilor anizotrope în ceea ce privește legătura între constantele elastice.

Pentru necesitățile mecanicii pămînturilor și numai pentru valori ale gradului de anizotropie între limitele care s-au specificat și care corespund realității, considerăm acceptabile simplificările introduse prin lucrarea de

față; pe această cale se înlesnește, din punct de vedere practic, luarea în considerație a anizotropiei la calculul stării de tensiuni și tasărilor la unele categorii de pământuri.

Primită la 16 februarie 1973

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor

BIBLIOGRAFIE

1. Wolf K., *Ausbreitung der Kraft in der Halbebene und im Halbraum bei anisotropen Material*. ZAMM, 15, 5 (1935).
2. Barden L., *Stresses and Displacements in a Cross-anisotropic Soil*. Géotechnique, 13, 3, 198—210 (1963).
3. Michell J. H., *The Stress Distribution in an Aelotropic Solid with an Infinite Plane Boundary*. Proc. London Math. Soc., 32, 247—258 (1900).
4. Eftimie Al., *Contributions à l'étude des efforts et des déplacements dans les sols des fondations*. Bul. Inst. polit. Iași, XIV (XVII), 1—2 (1968).
5. Рогаткина Ж. Е., *Влияние анизотропности глинистых грунтов на их физико-механические свойства*. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1, 14—23 (1967).
6. Gerard C. M., *Supplement Xs — 14 to The Axisymmetry Deformation of a Homogeneous Cross-Anisotropic Elastic Half Space*. Highway, Research Board Record, 223, 36—44 (1968).

STRESS STATE IN ANISOTROPIC FOUNDATION SOILS

(Summary)

The elastic, homogeneous and cross-anisotropic half-space is considered as an improved mathematical model of the state of stress problem for a foundation soil.

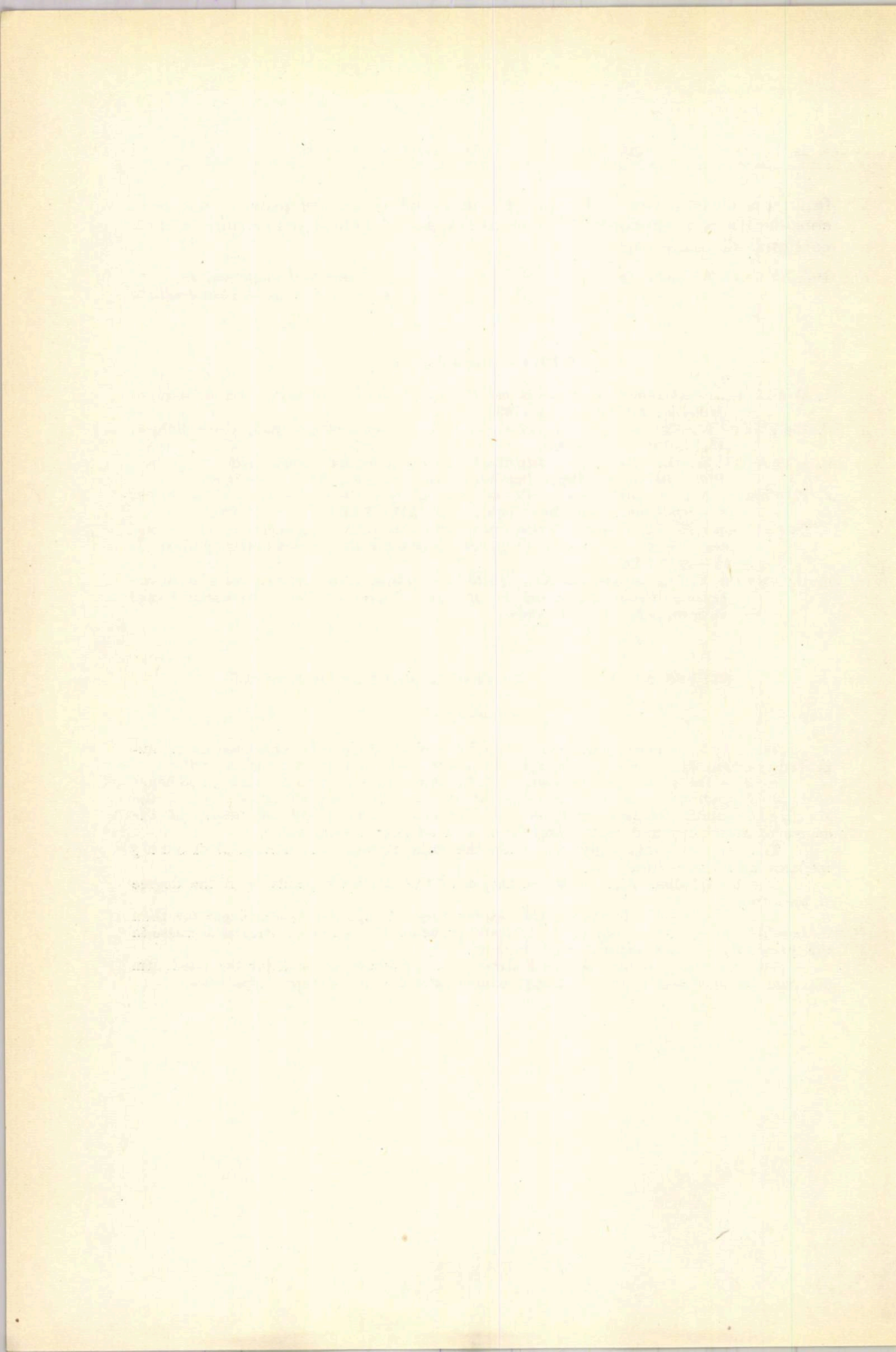
Because the stresses are dependent of the values of Poisson's ratios, and hence of doubtful practical value in soil mechanics, and of the Young cross-moduli, the Michell solution is modified taking into account the anisotropy by means of the degree of anisotropy and of the approximate Poisson ratio value.

The degree of anisotropy represents the ratio between the horizontal Young modulus and the vertical one.

The lateral dissipation or concentration of the stresses depends upon the degree of anisotropy.

If this parameter increases, the lateral stress dissipation becomes greater than those obtained with the hypothesis of isotropy, while the values of stresses decrease in the proximity of the vertical load support.

The decreasing of the maximum stress does not overcome 30% for the maximum practical possible degree of anisotropy, comparatively with isotropic hypothesis.



PROIECTAREA STRUCTURILOR METALICE PLANE CU GREUTATEA MINIMĂ

DE

C. AMARIEI

1. Introducere

Problema proiectării optime a structurilor prezintă aspecte foarte variate, datorită numărului mare de parametri de care depinde realizarea, comportarea și exploatarea construcțiilor. În general, optimizarea proiectării se poate referi la așa-numitele „variabile constructive independente” [1] și urmărește realizarea unor deziderate legate de distribuția eforturilor în structură, forme raționale bazate pe criterii de rezistență sau de rigiditate, anumite caracteristici dinamice, consum de material etc.

În cazul construcțiilor metalice, criteriul principal de apreciere a eficienței îl reprezintă costul, dar acesta implică — numai el — luarea în considerare a mai multor factori și anume: costul materialului, costul manoperei de execuție, costul transportului unor elemente sau subansambluri preuzinate, costul manoperei de montaj, cheltuielile de exploatare și întreținere. Dintre acești factori cel care intervine totuși cu ponderea cea mai mare este costul materialului și din acest motiv una din căile principale de optimizare a proiectării construcțiilor metalice constă în analiza posibilităților de realizare a structurilor cu greutate minimă sau redusă.

Abordarea proiectării după criteriul greutății minime, bazată pe calculul în domeniul plastic, se poate face pe mai multe căi, în raport cu modul de exprimare a condițiilor stării de cedare a structurii (utilizând una din metodele statice, cinematice sau mixte) și în funcție de felul în care se formulează condiția de reducere a greutății ([2]...[11] ș. a.).

În lucrarea de față se prezintă o cale generală de proiectare la greutate minimă a structurilor metalice plane alcătuite din bare, bazată pe utilizarea metodei inegalităților.

2. Procedeu general de calcul

Metoda inegalităților — utilizată de obicei ca mijloc de determinare a factorului limită de încărcare [2], [12] — poate fi adaptată pentru un calcul de optimizare a greutății structurilor, prezentând o serie de avan-

taje importante printre care modul direct și simplu de alcătuire a relațiilor de restricție și posibilitatea de luare în considerație a efectului forțelor axiale mari. Considerînd, în condițiile de curgere plastică, momentele plastice drept necunoscute și asociind la relațiile generale ale metodei funcția de greutate (liniară sau neliniară) care trebuie optimizată, se obține un model matematic alcătuit din următoarele relații:

1°. *Ecuații de echilibru static*

a) Pentru bare încărcate pe deschidere (fig. 1 a):

$$(1) \quad -M_s^{(k)} b_k + M_c^{(k)} l_k + M_d^{(k)} a_k = \lambda_k a_k b_k,$$

unde $k = 1, 2, \dots, b$, (b fiind numărul de bare cu sarcini pe deschidere).

b) Pentru lanțuri cinematice:

— stâlpi inegali pe nivel (fig. 1 b):

$$(2) \quad \sum_{i=1}^s \left[\frac{M_j^{(i)} - M_s^{(i)}}{h_i} \right] = H_k,$$

unde: $i = 1, 2, \dots, s$, (s fiind numărul de stâlpi ai nivelului), $k = 1, 2, \dots, m$, (m fiind numărul de nivele ale structurii), h_i — înălțimea unui stîlp, H_k — forța de lunecare pe nivel;

— stâlpi egali pe nivel (fig. 1 c):

$$(3) \quad \sum_{i=1}^s [M_j^{(i)} - M_s^{(i)}] = h_k H_k,$$

h_k fiind înălțimea nivelului.

c) Pentru noduri:

$$(4) \quad \sum [\pm M_{ij}^{(k)}] = 0,$$

unde $k = 1, 2, \dots, n$, (n fiind numărul de noduri).

2°. *Relații care exprimă condițiile de curgere plastică:*

$$(5) \quad -M_{p(i)} \leq M_i \leq +M_{p(i)},$$

unde: $M_{p(i)}$ — momentul plastic al secțiunii critice i , M_i — momentul efectiv în secțiunea critică i , $i = 1, 2, \dots, c$, (c fiind numărul secțiunilor critice).

În total se vor putea scrie deci un număr de e ecuații de echilibru static ($e = b + m + n$) și un număr de $2c$ inegalități-condiții de curgere plastică.

3°. *Funcția de greutate*, care are forma cunoscută:

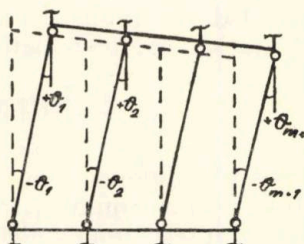
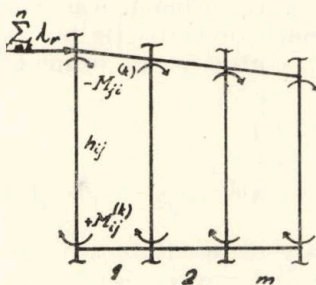
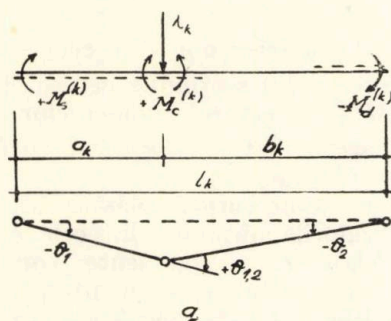
$$(6) \quad X = \sum c_i M_{p(i)},$$

unde $i = 1, 2, \dots, p$, (p fiind numărul prestabilit de momente plastice diferite ale barelor structurii).

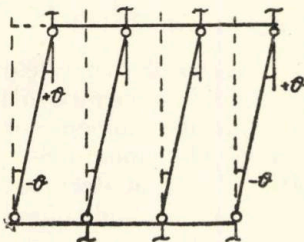
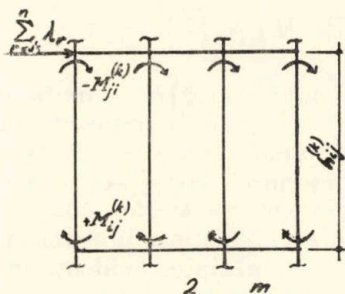
Matriceal aceste relații se pot scrie:

a) ecuațiile de echilibru static:

$$(7) \quad [B] \{ \mathcal{M} \} = \{ \bar{\lambda} \};$$



b



c

Fig. 1. — Mecanisme elementare: a — mecanism de bară, b — mecanism de deplasare — stâlpi inegali, c — mecanism de deplasare — stâlpi egali.

b) condițiile de curgere plastică :

$$(8) \quad -\{M_p\} \leq \{\mathfrak{M}\} \leq +\{M_p\};$$

c) funcția de greutate :

$$(9) \quad X = \{C\}^T \{M_p^\alpha\},$$

în care : $[B]$ — matricea coeficienților din ecuațiile de echilibru static, $\{\mathfrak{M}\}$ — vectorul momentelor din secțiunile critice, $\{\lambda\}$ — vectorul termenilor din încărcare, $\{M_p^\alpha\}$ — vectorul momentelor plastice necesare din secțiunile critice ale barelor, $\{C\}$ — vectorul coeficienților momentelor plastice din funcția de greutate.

Eliminînd din condițiile de curgere plastică un număr de e momente prin înlocuirea lor cu valorile obținute din cele e ecuații de echilibru static în funcție de celelalte $c - e$ momente, vor rezulta un număr de $2c$ inegalități cu $p + c - e$ variabile (p momente plastice necesare și $c - e$ momente din secțiuni critice). Aceste inegalități vor fi liniare sau neliniare, după cum se consideră liniară sau neliniară funcția de variație a greutății pe unitatea de lungime a barei, în raport cu momentul plastic și vor avea — eventual după eliminarea unor relații de restricție pe considerente constructive, statice sau matematice [13] — următoarea formă :

$$(10) \quad [A]\{M_p^\alpha\} \geq \{\lambda\}.$$

Relațiile (10), împreună cu relația (9), alcătuiesc modelul matematic al proiectării la greutate minimă.

În cazul admiterii unei funcții liniare de greutate se poate rezolva problema prin metoda obișnuită simplex, cînd este necesară transformarea inecuațiilor (10) în egalități, prin introducerea unor variabile de compensare $\bar{M}$:

$$(11) \quad [A]\{M_p\} - [E]\{\bar{M}\} = \{\lambda\},$$

unde : $\{\bar{M}\}$ — vectorul variabilelor de compensare, $[E]$ — matricea unitate.

Soluția simplex cuprinde atît valorile celor p momente plastice necesare, cît și valorile momentelor neeliminate din $c - e$ secțiuni critice. Celelalte e valori ale momentelor se determină cu ajutorul ecuațiilor de echilibru static (7), fiind deci posibilă o analiză statică completă pentru verificarea îndeplinirii condițiilor de curgere plastică, precum și stabilirea mecanismului de cedare, care va trebui să prezinte, evident, caracteristicile unui mecanism al greutății minime (mecanism F o u l k e s).

În cazul unor probleme de dimensiuni mai mari se poate apela la calculatoare, fiind de rezolvat probleme obișnuite de programare liniară sau neliniară.

3. Cazul structurilor cu forțe axiale mari

Pentru considerarea efectului forțelor axiale mari în proiectarea structurilor cu greutate minimă prin metoda inegalităților, este necesară utilizarea unui procedeu de calcul iterativ, folosind la începutul fiecărei etape forțele axiale determinate în etapa precedentă și urmînd ca dintr-un șir de aproximări succesive să se stabilească valorile forțelor axiale corespunzătoare etapei respective și corecțiile impuse de acestea.

Ținînd cont de procedeul prezentat în § 2 și folosind notațiile din același paragraf, etapele de calcul pentru acest caz de proiectare la greutate minimă vor fi următoarele :

E t a p a 0 (inițială)

0.1. Constituirea celor e ecuații de echilibru static (7) și a celor $2c$ condiții de curgere plastică (8).

0.2. Exprimarea — folosind relațiile (7) — a unui număr de e momente din secțiunile critice, în funcție de celelalte $c - e$ momente și introducerea acestora în relațiile (8).

0.3. Eliminarea unor relații de restricție [13].

0.4. Formarea funcției de greutate (9).

0.5. Efectuarea unui calcul de optimizare a funcției de greutate X , fără a ține cont de efectul forțelor axiale, cînd se determină o primă soluție pentru momentele plastice necesare ($M_{p(i)}^{(0)}$), precum și valorile momentelor neeliminate din cele $c - e$ secțiuni critice ($M_i^{(0)}$).

0.6. Determinarea celorlalte e momente din secțiunile critice, folosind ecuațiile (7) și verificarea îndeplinirii condițiilor de curgere plastică.

Urmează apoi o serie de etape succesive de corecție a soluției din etapa 0, care cuprind următoarele operații (se notează cu k o etapă curentă) :

1. Determinarea forțelor axiale efective $N_i^{(k-1)}$, corespunzătoare distribuției de momente stabilite la sfîrșitul etapei precedente.

2. Determinarea forțelor axiale capabile ale secțiunilor critice, pe baza soluției de momente plastice necesare, calculate în etapa precedentă, ceea ce necesită :

a) calculul modulilor de rezistență plastici :

$$(12) \quad W_{p(i)}^{(k)} = \frac{M_{p(i)}^{(k)}}{\sigma_c},$$

σ_c fiind valoarea efortului unitar de curgere ;

b) stabilirea — pe baza valorilor modulilor plastici de rezistență și a formei impuse pentru secțiune — a ariilor necesare A ale secțiunilor ;

c) calculul forțelor axiale capabile :

$$(13) \quad N_{p(i)}^{(k)} = A_i^{(k)} \sigma_c.$$

3. Corecția momentelor plastice ale secțiunilor critice :

$$(14) \quad M_{p(i)}^{*(k)} = M_{p(i)}^{(k-1)} \cdot \psi_i^{(k)},$$

unde : $M_{p(i)}^{(k-1)}$ — momente plastice necesare, stabilite în etapa precedentă,
 $\psi_i^{(k)}$ — coeficienți de corecție determinați în funcție de valoarea raportului

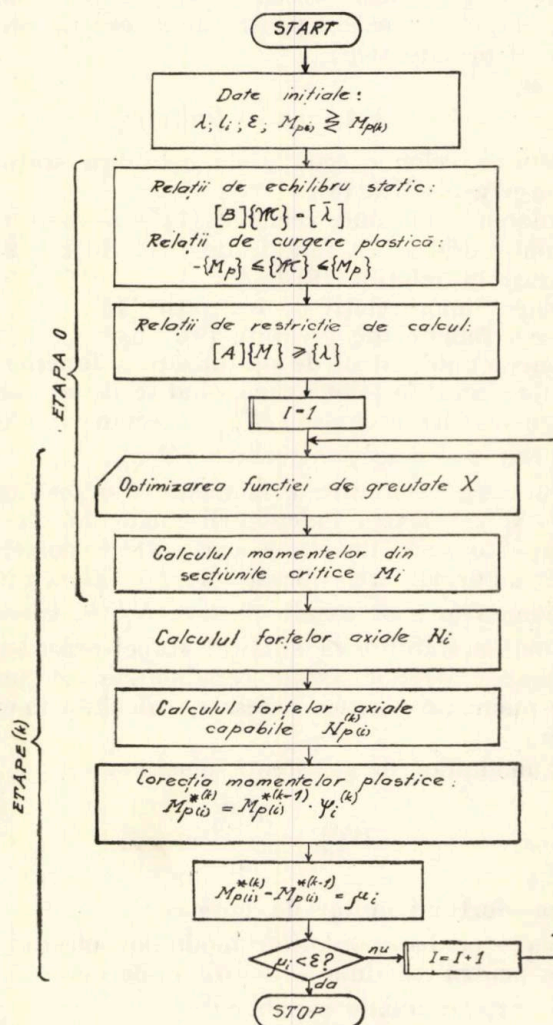


Fig. 2. — Schema operațiunilor de calcul.

$N_i^{(k-1)}/N_{p(i)}^{(k)}$, de forma secțiunii și eventual de alte considerente, pe baza relațiilor exacte sau simplificate recomandate în literatura de specialitate [2], [3], [5], [13] ș. a.

4. Efectuarea unui calcul de optimizare pe baza relațiilor corectate :

$$(15) \quad -\psi_i^{(k)} M_{p(i)}^{(k)} \leq M_i \leq \psi_i^{(k)} M_{p(i)}^{(k)},$$

$$(16) \quad X = \sum c_i \psi_i^{(k)} M_{p(i)}^{(k)},$$

determinându-se astfel noile valori $M_{p(i)}^{(k)}$ și $M_i^{(k)}$.

5. Determinarea celorlalte $c - e$ momente din secțiunile critice și verificarea respectării condițiilor de curgere plastică.

În fig. 2 este prezentată schema operațiunilor principale de calcul la greutate minimă pentru cazul utilizării metodei inegalităților la proiectarea structurilor metalice avînd bare cu forțe axiale mari.

Primită la 15 mai 1972

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor

BIBLIOGRAFIE

1. Hupher P., *Optimierung von Baukonstruktionen*. Berlin, 1970.
2. Hodge P. G., *Plastic Analysis of Structures*. New York, 1959.
3. Neal B. G., *The Plastic Method of Structural Analysis*. Ed. 2, Chapman a. Hall, London, 1963.
4. Amariei C., *Utilizarea metodei distribuirii momentelor în calculul plastic al structurilor*. Lucrările Colocviului privind calculul în domeniul plastic al structurilor, Iași, sept. 1972.
5. Massonet Ch., Save M., *Calcul plastique des constructions*. Vol. I, ed. 2, Bruxelles, 1967.
6. Răutu S., Chiroiu V., *Unele probleme ale calculului structurilor static nedeterminate în domeniul plastic*. St. și cerc. de mec. apl., 1, 137 (1969).
7. Kawai T., *Plastic Analysis and Minimum Weight Design of Multi-Story Frames*. Lehigh University, Bethlehem, Aug.-Sept. 1965.
8. Rubinstein M., Karagozian J., *Building Design Using Linear Programming*. J. Struct. Div., ASCE, ST-6, 223 (1966).
9. Torres R. P., *Calculo à rotura de porticos de aço macio*. Revista da Faculdade de Engenharia, XXX, 2, 55 (1965).
10. Heyman J., Prager W., *Automatic Minimum Weight Design of Steel Frames*. J. of Franklin Inst., 266, 339 (1958).
11. Heyman J., *Automatic Analysis of Steel Framed Structures under Fixed and Varying Loads*. The Inst. Civ. Engrs., Proc., 12, 39 (1959).
12. Baker J. F., Horne M. R., Heyman J., *The Steel Skeleton*. Cambridge University Press, 1956.
13. Amariei C., *Contribuții privind calculul plastic al structurilor metalice plane alcătuite din bare*. Teză de doctorat, Inst. polit., Iași, 1972.

CALCUL DES OSSATURES MÉTALLIQUES PLANES À POIDS MINIMUM**(Résumé)**

On présente un procédé d'optimisation du calcul des ossatures métalliques planes formés d'éléments linéaires, selon le critère du poids minimum. Le procédé est fondé sur l'utilisation de la méthode des inégalités. Cette voie présente des avantages dues à la manière directe et simple de l'écriture des relations du modèle mathématique pour n'importe quel type de structure, conduisant au problème habituel de la programmation linéaire ou non-linéaire.

Le procédé est aussi utilisable pour les structures soumises aux efforts normals importants (§ 3).

LES ÉQUATIONS DES PARAMÈTRES INITIAUX POUR LA BARRE COMPRIMÉE ET FLÉCHIE DONT LA HAUTEUR DE LA SECTION TRANSVERSALE RECTANGULAIRE VARIE LINÉAIREMENT

PAR

ȘT. JERCA

1. Introduction

Pour le calcul du deuxième ordre et pour l'étude de la stabilité des barres et des structures de barres, il est commode parfois d'utiliser la méthode des paramètres initiaux, systématisée surtout sous la forme matricielle, convenable à l'automatisation des calculs.

Dans les constructions industrielles, sportives, etc., certaines barres de la structure de résistance ont la section transversale rectangulaire avec la largeur constante et la hauteur qui varie linéairement sur toute la longueur de la barre ou seulement sur une portion de l'extrémité.

Dans ce qui suit on établit les équations de la méthode des paramètres initiaux pour de telles barres et la forme des fonctions de chargement qui correspondent aux charges transversales les plus usuelles.

Ces équations peuvent encore être utilisées pour établir les équations intrinsèques d'une barre à section rectangulaire, dont la hauteur varie linéairement.

2. L'équation différentielle de l'axe déformé

On considère une barre droite de longueur l et à section transversale rectangulaire; la largeur de la section, b , est constante et la hauteur varie linéairement de h_0 à h_1 sur toute la longueur de la barre (fig. 1).

L'expression de la hauteur de la section courante de la barre est :

$$(1) \quad h = h_0(1 - n\xi),$$

où l'on a noté :

$$(2) \quad n = 1 - \frac{h_1}{h_0} \quad \text{et} \quad \xi = \frac{x}{l}.$$

Le moment d'inertie de la section courante de la barre, par rapport à l'axe z , est :

$$(3) \quad I = I_0(1 - n\xi)^3,$$

avec :

$$(4) \quad I_0 = \frac{bh_0^3}{12}.$$

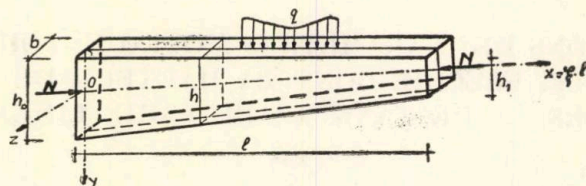


Fig. 1

Dans l'hypothèse des petites déformations et de l'effort axial constant, l'axe déformé de la barre à section transversale variable satisfait l'équation différentielle :

$$(5) \quad \frac{d^2}{d\xi^2} \left(EI \frac{d^2 y}{d\xi^2} \right) + Nl^2 \frac{d^2 y}{d\xi^2} = l^4 q,$$

où EI est la rigidité à flexion de la barre, N — l'effort axial dans la barre et q — l'intensité des charges transversales appliquées à la barre dans le plan xOy , selon l'axe Oy .

Pour la barre dont le moment d'inertie varie selon la fonction (3), l'équation différentielle (5) prend la forme :

$$(6) \quad \frac{d^2}{d\xi^2} \left[(1 - n\xi)^3 \frac{d^2 y}{d\xi^2} \right] + \alpha^2 \frac{d^2 y}{d\xi^2} = \frac{ql^4}{EI_0},$$

où l'on a noté :

$$(7) \quad \alpha^2 = \frac{Nl^2}{EI_0}.$$

Si dans l'équation (6) on fait les changement de variable indépendante

$$(8) \quad 1 - n\xi = \frac{4l^2}{n^2} t^{-2},$$

et de fonction

$$(9) \quad \frac{d^2 y}{d\xi^2} = \frac{n^5 t^5}{32\alpha^5} v,$$

on obtient l'équation différentielle Bessel nonhomogène :

$$(10) \quad \frac{d^2 v}{dt^2} + \frac{1}{t} \cdot \frac{dv}{dt} + \left(1 - \frac{1}{t^2}\right) v = \frac{32\alpha^3 t^5}{n^5 EI_0} \bar{q},$$

où l'on a noté par $\bar{q}$ la transformée de q par (8).

L'intégrale générale de cette équation, en revenant à la variable indépendante ξ , est :

$$(11) \quad v = C_1 J_1\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1-n\xi}}\right) + C_2 Y_1\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1-n\xi}}\right) + Q,$$

où J_1 et Y_1 sont les fonctions Bessel, de premier ordre et de première, respectivement deuxième espèce dans l'argument $2\alpha/n\sqrt{1-n\xi}$; l'influence des charges transversale est contenue dans la notation

$$(12) \quad Q = \frac{2l^4}{nEI_0} \cdot \frac{1}{\sqrt{1-n\xi}} \int_0^\xi q(s) F_1(s, \xi) ds,$$

avec

$$(13) \quad F_1(s, \xi) = \sqrt{(1-n\xi)(1-n\xi)} \left[J_1\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1-n\xi}}\right) Y_1\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1-n\xi}}\right) - \right. \\ \left. - J_1\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1-n\xi}}\right) Y_1\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1-n\xi}}\right) \right].$$

En introduisant (11) en (9) et en intégrant on obtient les relations :

$$(14) \quad \frac{dy}{d\xi} = C_1 \left[\frac{1}{\alpha(1-n\xi)} J_2\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1-n\xi}}\right) - \frac{1}{\alpha} J_2\left(\frac{2\alpha}{n}\right) + \right. \\ \left. + C_2 \left[\frac{1}{\alpha(1-n\xi)} Y_2\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1-n\xi}}\right) - \frac{1}{\alpha} Y_2\left(\frac{2\alpha}{n}\right) \right] + C_3 + \Phi'_1, \right. \\ (15) \quad y = C_1 \left[\frac{1}{\alpha^2} J_1\left(\frac{2\alpha}{n}\right) - \frac{\sqrt{1-n\xi}}{\alpha^2} J_1\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1-n\xi}}\right) - \frac{\xi}{\alpha} J_2\left(\frac{2\alpha}{n}\right) \right] + \\ \left. + C_2 \left[\frac{1}{\alpha^2} Y_1\left(\frac{2\alpha}{n}\right) - \frac{\sqrt{1-n\xi}}{\alpha^2} Y_1\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1-n\xi}}\right) - \frac{\xi}{\alpha} Y_2\left(\frac{2\alpha}{n}\right) \right] + \right. \\ \left. + C_3 \xi + C_4 + \Phi_1, \right.$$

où l'on a noté :

$$(16) \quad \Phi_1' = \int_0^{\xi} (1 - nt)^{-5/2} Q(t) dt \quad \text{et} \quad \Phi_1 = \int_0^{\xi} \left[\int_0^{\eta} (1 - nt)^{-5/2} Q(t) dt \right] d\eta.$$

Les efforts sectionnels d'une section courante de la barre à section variable, lorsqu'on tient compte de l'influence de l'effort axial, sont donnés par les formules :

$$(17) \quad M = -\frac{EI}{l^2} \cdot \frac{d^2y}{d\xi^2} \quad \text{et} \quad T = -\frac{1}{l^3} \cdot \frac{d}{d\xi} \left(EI \frac{d^2y}{d\xi^2} \right) - \frac{N}{l} \cdot \frac{dy}{d\xi},$$

qui, compte tenu des relations (3), (8), (9), (11) et (14), deviennent :

$$(18) \quad M = -\frac{EI_0}{l^2} \sqrt{1 - n\xi} \left[C_1 J_1 \left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - n\xi}} \right) + C_2 Y_1 \left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - n\xi}} \right) + Q \right],$$

$$(19) \quad T = \frac{EI_0}{l^3} [C_1 \alpha J_2 \left(\frac{2\alpha}{n} \right) + C_2 \alpha Y_2 \left(\frac{2\alpha}{n} \right) + Q' - \alpha^2 C_3 - \alpha^2 \Phi_1'],$$

où l'influence des charges transversales est mise en évidence par

$$(20) \quad Q' = \frac{2l^4}{nEI_0} \int_0^{\xi} q(s) F_2(s, \xi) ds,$$

avec

$$(21) \quad F_2(s, \xi) = \frac{\alpha \sqrt{1 - ns}}{1 - n\xi} \left[Y_1 \left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - ns}} \right) J_2 \left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - n\xi}} \right) - \right. \\ \left. - Y_2 \left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - n\xi}} \right) J_1 \left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - ns}} \right) \right].$$

3. L'expression des constantes d'intégration en fonction des paramètres initiaux

La barre droite, dont la hauteur de la section varie linéairement, est actionnée dans la section d'origine, c'est-à-dire pour $\xi = 0$, par les efforts M_0 (moment de flexion), T_0 (effort tranchant), N (effort axial) et subit les déplacements y_0 et φ_0 (fig. 2).

Ces efforts et déplacements sont considérés positifs quand ils ont les sens de la figure et représentent les paramètres initiaux.

En considérant $\xi = 0$ dans les formules (14), (15), (18) et (19) il résulte les relations suivantes entre les constantes d'intégration et les paramètres initiaux :

$$(22) \quad \begin{cases} C_1 = \frac{2\alpha}{n} \left[\alpha l \varphi_0 Y_1\left(\frac{2\alpha}{n}\right) - \frac{M_0 l^2}{EI_0} Y_2\left(\frac{2\alpha}{n}\right) - \frac{T_0 l^3}{EI_0} Y_1\left(\frac{\alpha}{n}\right) \right], \\ C_2 = -\frac{2\alpha}{n} \left[\alpha l \varphi_0 J_1\left(\frac{2\alpha}{n}\right) - \frac{M_0 l^2}{EI_0} J_2\left(\frac{2\alpha}{n}\right) - \frac{T_0 l^3}{EI_0} J_1\left(\frac{2\alpha}{n}\right) \right], \\ C_3 = l \varphi_0 \text{ et } C_4 = y_0. \end{cases}$$

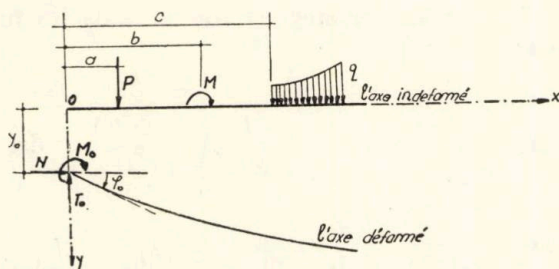


Fig. 2

En introduisant maintenant (22) dans les formules (14), (15), (18) et (19) on obtient les expressions des déformations et des efforts d'une section courante de la barre, exprimées en fonction des paramètres initiaux et des charges transversales, qui constituent les équations de la méthode des paramètres initiaux :

$$(23) \quad \begin{cases} y = y_0 + \varphi_0 \frac{2l}{n} F_1(0, \xi) - \frac{M_0}{N} \left[1 - \frac{2\alpha}{n} F_3(0, \xi) \right] - \\ \quad - \frac{T_0}{N} \left[l\xi - \frac{2l}{n} F_1(0, \xi) \right] + \Phi_1, \\ \varphi = \varphi_0 \frac{2}{n} F_2(0, \xi) + \frac{M_0}{N} \cdot \frac{2\alpha}{nl} F_4(0, \xi) - \frac{T_0}{N} \left[1 - \frac{2}{n} F_2(0, \xi) \right] + \Phi_2, \\ M = \varphi_0 \frac{2}{n} N F_1(0, \xi) + M_0 \frac{2\alpha}{n} F_3(0, \xi) + T_0 \frac{2l}{n} F_1(0, \xi) + \Phi_3, \\ T = T_0 + \Phi_4, \end{cases}$$

où l'on a noté :

$$(24) \left\{ \begin{aligned} F_3(s, \xi) &= \sqrt{(1 - ns)(1 - n\xi)} \left[J_2\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - ns}}\right) Y_1\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - n\xi}}\right) - \right. \\ &\quad \left. - J_1\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - n\xi}}\right) Y_2\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - ns}}\right) \right], \\ F_4(s, \xi) &= \frac{\alpha\sqrt{1 - ns}}{1 - n\xi} \left[Y_2\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - ns}}\right) J_2\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - n\xi}}\right) - Y_2\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - n\xi}}\right) J_2\left(\frac{2\alpha}{n\sqrt{1 - ns}}\right) \right]; \end{aligned} \right.$$

l'influence des charges transversales est incluse dans les fonctions de chargement ci-dessous :

$$(25) \left\{ \begin{aligned} \Phi_1 &= l \int_0^\xi \Phi_2(s) ds, \quad \Phi_2 = - \frac{l}{EI_0} \int_0^\xi \frac{\Phi_3(s)}{(1 - ns)^3} ds, \\ \Phi_3 &= - \frac{2l^2}{n} \int_0^\xi q(s) F_1(s, \xi) ds, \quad \Phi_4 = - N\Phi_2 - \frac{2l}{n} \int_0^\xi q(s) F_2(s, \xi) ds. \end{aligned} \right.$$

Les quatre fonctions $F_i(s, \xi)$, ($i=1, 2, 3, 4$), satisfont à des relations différentielles utilisables à l'évaluation des fonctions de chargement Φ_i ; ces relations sont systematisées dans le tableau 1.

Tableau 1

Fonction Dérivée	$F_1(s, \xi) =$ $= -F_1(\xi, s)$	$F_2(s, \xi) =$ $= \frac{\alpha F_3(\xi, s)}{(1 - n\xi)^{3/2}}$	$F_3(s, \xi) =$ $= \frac{(1 - n\xi)^{3/2} F_2(\xi, s)}{\alpha}$	$F_4(s, \xi) =$ $= -\left(\frac{1 - ns}{1 - n\xi}\right)^{3/2} F_4(\xi, s)$
$\frac{\partial}{\partial \xi}$	$F_2(s, \xi)$	$-\frac{\alpha^2 F_1(s, \xi)}{(1 - n\xi)^3}$	$F_4(s, \xi)$	$-\frac{\alpha^2 F_3(s, \xi)}{(1 - n\xi)^3}$
$\frac{\partial}{\partial s}$	$-\frac{\alpha F_3(s, \xi)}{(1 - ns)^{3/2}}$	$-\frac{\alpha F_4(s, \xi)}{(1 - ns)^{3/2}}$	$\frac{\alpha F_1(s, \xi)}{(1 - ns)^{3/2}} - \frac{3nF_3(s, \xi)}{2(1 - ns)}$	$\frac{F_2(s, \xi)}{(1 - ns)^{3/2}} - \frac{3nF_4(s, \xi)}{2(1 - ns)}$

Évidemment les équations (23) peuvent être mises sous une forme matricielle qui est particulièrement indiquée pour le calcul des barres à voûtes droites et des structures de barres.

4. Les fonctions de chargements pour les charges usuelles

a) *Forces concentrées.* Si la barre est chargée avec une force concentrée P , appliquée au point d'abscisse $x = a$ (fig. 2), alors l'intensité de charge est donnée par :

$$(26) \quad q = P \delta(x - a),$$

ou en écrivant sous forme réduite l'abscisse,

$$(26') \quad q = P \delta(\xi l - a),$$

où δ est la fonction de Dirac.

Dans la théorie des distributions on démontre que cette fonction satisfait à la relation suivante :

$$(27) \quad \delta(\alpha x + \beta) = \frac{1}{|\alpha|} \delta(x + \beta/\alpha),$$

et par conséquent (26') devient :

$$(28) \quad q = \frac{P}{l} \delta(\xi - a'),$$

où par a' l'on a noté l'abscisse réduite du point d'application de la charge, c'est-à-dire $a' = a/l$.

Une autre propriété de la fonction de Dirac, qui est utilisée pour l'évaluation des intégrales des fonctions de chargement, est exprimée par la formule :

$$(27') \quad \int_{-\infty}^{+\infty} f(s) \delta(s - a) ds = \int_{a-\varepsilon_1}^{a+\varepsilon_2} f(s) \delta(s - a) ds = f(a).$$

En introduisant (28) en (25) et compte tenu de (27') et des relations différentielles du tableau 1 on obtient les fonctions de chargement suivantes :

$$(29) \quad \left\{ \begin{array}{l} \Phi_1 = \frac{P}{N} \cdot \frac{2l}{n} [F_2(a', 0) \xi - F_1(a', \xi) + F_1(a', 0)], \\ \Phi_2 = \frac{P}{N} \cdot \frac{2}{n} [F_2(a', 0) - F_2(a', \xi)], \\ \Phi_3 = -P \frac{2l}{n} F_1(a', \xi) \text{ et } \Phi_4 = -P \frac{2}{n} F_2(a', 0). \end{array} \right.$$

On observe que pour $a' = 0$ — donc la force P s'applique à l'origine — de (29) on obtient les termes qui correspondent à T_0 , mais à signe changé.

b) *Moments concentrés*. Si la barre est chargée par un moment concentré positif M , appliqué au point d'abscisse $x = b$ (fig. 2), l'intensité de la charge en résulte :

$$(30) \quad q = -M \frac{d}{dx} [\delta(x - b)],$$

ou en utilisant l'abscisse réduite :

$$(30') \quad q = -\frac{M}{l^2} \delta'(\xi - b'),$$

où δ' est la dérivée par rapport à ξ de la fonction δ et $b' = b/l$.

Dans la théorie des distributions on démontre que cette dérivée satisfait la relation :

$$(31) \quad \int_{-\infty}^{+\infty} f(s) \delta'(s - a) ds = -f'(a).$$

En introduisant (30') en (25) et compte tenu de (31) et des relations différentielles du tableau 1 il en résulte les fonctions de chargement suivantes :

$$(32) \quad \begin{cases} \Phi_1 = \frac{M}{N} \cdot \frac{2\alpha}{n(1 - nb')^{3/2}} [F_3(b', \xi) - F_3(b', 0) - F_4(b', 0)], \\ \Phi_2 = \frac{M}{N} \cdot \frac{2\alpha}{nl(1 - nb')^{3/2}} [F_4(b', \xi) - F_4(b', 0)], \\ \Phi_3 = M \frac{2\alpha}{n(1 - nb')^{3/2}} F_3(b', \xi) \text{ et } \Phi_4 = M \frac{2\alpha}{nl(1 - nb')^{3/2}} F_4(b', 0). \end{cases}$$

On observe que pour $b' = 0$ — donc le moment s'applique à l'origine — des formules (32) on obtient les termes qui correspondent à M_0 de (23).

c) *Charges distribuées*. Si sur la portion de barre $x > c$, c'est-à-dire $\xi > c'$ avec $c' = c/l$, on applique une charge distribuée selon la loi (fig. 2) :

$$(33) \quad q = q_0(1 - n\xi)^{-3},$$

alors par l'introduction de (33) en (25) on obtient les fonctions de chargement :

$$34) \quad \left\{ \begin{aligned} \Phi_1 &= -\frac{q_0 l^2}{N \alpha^2} \left[1 - \frac{\alpha^2 (\xi - c')^2}{2(1 - nc')^2 (1 - n\xi)} - \frac{2\alpha}{n(1 - nc')^{3/2}} F_3(c', \xi) \right], \\ \Phi_2 &= \frac{q_0 l}{2nN} \left[\frac{1}{(1 - n\xi)^2} - \frac{1}{(1 - nc')^2} + \frac{4}{\alpha(1 - nc')^{3/2}} F_4(c', \xi) \right], \\ \Phi_3 &= -\frac{q_0 l^2}{\alpha^2} \left[1 - \frac{2\alpha}{n(1 - nc')^{3/2}} F_3(c', \xi) \right], \\ \Phi_4 &= -\frac{q_0 l}{2n} \left[\frac{1}{(1 - n\xi)^2} - \frac{1}{(1 - nc')^2} \right]. \end{aligned} \right.$$

Dans le cas des charges uniformément distribuées, les intégrales des fonctions de chargement (25) mènent à des fonctions définies par des séries de puissances différentes des fonctions Bessel.

Si le paramètre subunitaire n , qui est fonction du rapport des hauteurs des sections d'extrémité, est suffisamment petit, alors les fonctions de chargement de (34) peuvent aussi être utilisées avec une approximation satisfaisante, dans le cas des charges uniformément distribuées.

Reçue le 7 octobre 1972

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Mécanique des Constructions

BIBLIOGRAPHIE

1. Gray A., Mathews G. B., *Funcțiile Bessel și aplicațiile lor în fizică*, (traduit de l'anglais). Ed. Tehn., Buc., 1958.
2. Jerca Șt., *Relații eforturi — deplasări la bara cu vută dreaptă ținând seama de influența forței axiale*. Rev. Constr., 8 (1972).
3. Krynicki E., *Knicken und Biegen bei Rahmensystemen aus Stäben mit linear in Biegebene veränderlichen Querschnitten*. Die Bautechnik, 46, 7 (1969).
4. Scarlat A., *Stabilitatea structurilor. Probleme speciale*. Ed. Tehn., Buc., 1969.
5. Smirnov V. I., *Curs de matematici superioare*, (traduit du russe). Vol. II, Ed. Tehn., Buc. 1954.
6. Teodorescu P. P., Kecs W., *Aplicații ale teoriei distribuțiilor în mecanică*. Ed. Acad. R. S. R., Buc., 1970.

ECUAȚIILE PARAMETRILOR ÎNȚIALI PENTRU BARA
COMPRIAT-ÎNCOVOIATĂ CU ÎNĂLȚIMEA SECȚIUNII TRANSVERSEALE
DREPTUNGHILARE VARIIND LINIAR

(Rezumat)

Se stabilesc ecuațiile metodei parametrilor inițiali pentru bara cu secțiunea transversală dreptunghiulară de lățime constantă și înălțime ce variază liniar ținându-se seama de influența efortului axial. Aceste ecuații sînt necesare pentru calculul de ordinul doi și pentru studiul stabilității cadrelor care posedă astfel de bare sau bare cu vute drepte.

Influența parametrilor inițiali asupra deformațiilor și eforturilor dintr-o secțiune curentă a barei se exprimă prin patru funcții, combinații de funcții Bessel, între care există relații de derivabilitate.

Acțiunea încărcărilor transversale este conținută în patru funcții de încărcare, care sînt calculate pentru cazurile uzuale (sarcină concentrată, moment concentrat etc.).

MÉTHODE NUMÉRIQUE DE CALCUL DES PLAQUES PLANES RECTANGULAIRES APPUYÉES SUR DES TERRAINS DÉFORMABLES AYANT LES MARGES LIBRES

PAR

IULIAN IONESCU

1. Introduction

En général, sur le contour d'une plaque rectangulaire les marges peuvent être encastées, simplement appuyées, libres, élastiquement encastées ou bien appuyées par points.

Les méthodes de calcul utilisées jusqu'à présent, pour la résolution des plaques planes, satisfont aux conditions de contour pour les marges encastées et pour celles simplement appuyées, mais elles accomplissent en moindre mesure les conditions de contour pour les marges libres. Si l'on note avec n la normale au contour et avec t la tangente au contour, il en résulte les conditions à la limite suivantes, proposées par Poisson pour un périmètre non-appuyé [3]:

$$(1) \quad M_n = 0, \quad (2) \quad M_{nt} = 0 \quad \text{et} \quad (3) \quad T_n = 0,$$

ou exprimées sous forme analytique:

$$(1a) \quad \frac{\partial^2 w}{\partial n^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = 0, \quad (2a) \quad \frac{\partial^2 w}{\partial n \partial t} = 0 \quad \text{et} \quad (3a) \quad \frac{\partial^3 w}{\partial n^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial n \partial t^2} = 0,$$

où: M_n est le moment fléchissant, M_{nt} — le moment de torsion, T_n — l'effort tranchant, w — la flèche de la plaque, ν — le coefficient de Poisson de la plaque.

Puisque ces conditions sont trop nombreuses pour une marge libre, Kirchhoff propose à remplacer les équations (2) et (3) par l'expression [3]:

$$(4) \quad T_n^* = T_n + \frac{\partial M_{nt}}{\partial t} = 0,$$

ou bien sous forme analytique:

$$(4a) \quad \frac{\partial^3 w}{\partial n^3} + (2 - \nu) \frac{\partial^3 w}{\partial n \partial t^2} = 0.$$

Cette substitution a pour conséquences des modifications locales dans la distribution des efforts au long des frontières de la plaque ; c'est pour cette raison qu'on ne peut pas déterminer l'état des efforts réels sur le contour.

Dans ce qui suit on présente une méthode de calcul numérique à l'aide de laquelle on pourra calculer les plaques planes, rectangulaires, appuyées sur des terrains déformables, ayant les marges libres et qui satisfait les conditions de contour (1), (2) et (3). La méthode permet une programmation facile des calculs et leur résolution par ordinateurs.

2. Plaques planes, rectangulaires, élastiques, avec épaisseur constante appuyées sur des terrains déformables

Pour résoudre ce problème on part de l'équation différentielle du quatrième l'ordre et du système d'équations différentielles du deuxième ordre de la surface médiane déformée de la plaque, qui, en coordonnées cartésiennes, ont la forme :

$$(5) \quad \Delta \Delta w = \frac{q(x, y) - r(x, y)}{D}, \quad (6) \quad \Delta M = r(x, y) - q(x, y),$$

$$(7) \quad \Delta w = -\frac{M}{D},$$

où : $M = (M_x + M_y)/(1 + \nu)$, M_x et M_y sont des moments fléchissants $q(x, y)$, $r(x, y)$ et w représentent la pression active, la pression réactive, respectivement la flèche de la plaque, $D = Eh^3/[12(1 - \nu^2)]$ — la rigidité de la plaque, ν , E et h — le coefficient de Poisson, le module d'élasticité, respectivement l'épaisseur de la plaque, $\Delta = \partial^2/\partial x^2 + \partial^2/\partial y^2$, $\Delta \Delta = \partial^4/\partial x^4 + 2\partial^4/\partial x^2\partial y^2 + \partial^4/\partial y^4$.

Si l'on considère une plaque sur laquelle on trace un réseau rectangulaire avec le pas $\lambda_x = \lambda_y = \lambda$ (fig. 1), ayant s points nodaux sur la marge parallèle à l'axe x et m points nodaux sur la marge parallèle à l'axe y , on pourra transcrire, en différences finies, l'équation (5), pour les points nodaux des coins de la plaque et les équations (6) et (7) pour le reste des points nodaux du réseau :

$$(5a) \quad \left\{ \begin{array}{l} w_{-2,1} + 2w_{-1,1} - 8w_{-1,1} + 2w_{-1,2} + w_{1,-2} - 8w_{1,-1} + \\ + 20w_{1,1} - 8w_{1,2} + w_{1,3} + 2w_{2,-1} - 8w_{2,1} + 2w_{2,2} + w_{3,1} = \\ = \lambda^4 \frac{q_{1,1} - r_{1,1}}{D}, \\ \dots \dots \dots \end{array} \right.$$

inconnues $w_{i,j}$, ms inconnues $M_{i,j}$ et ms inconnues $r_{i,j}$ des points nodaux de la plaque, $2(m+s)+12$ inconnues $w_{i,j}$ et $2(m+s)-8$ inconnues $M_{i,j}$ des points nodaux extérieurs à la plaque.

II. Les inconnues des points nodaux extérieurs à la plaque peuvent être éliminées en employant les conditions de frontière (1), (2) et (3).

III. De la condition de contact il en résulteront ms équations qui expriment la liaison entre les fleches $w_{i,j}$ et les pressions réactives $r_{i,j}$ des points nodaux de la plaque.

IV. Pour que le système d'équations soit compatible, m et s doivent être pairs.

2.1. Conditions à la frontière

La condition (1 a) doit être écrite d'abord dans les points nodaux de coin et pour la satisfaire, il faudra que les deux termes de l'équation (1) soient nuls, d'où il résulte :

$$(8) \quad \frac{\partial^2 w}{\partial n^2} = 0, \quad (9) \quad \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = 0.$$

Les équations (8) et (9) s'écrivent en différences finies ; par exemple, pour le point (1, 1) elles deviennent :

$$(10) \quad w_{1,-1} = 2w_{1,1} - w_{1,2}, \quad (11) \quad w_{-1,1} = 2w_{1,1} - w_{2,1}.$$

Par conséquent, en appliquant cette condition et pour les autres points de coin, on élimine un nombre de 8 flèches extérieures de la plaque ($w_{1,-1}$, $w_{-1,1}$, $w_{-1,s}$, $w_{1,s+1}$, $w_{m,-1}$, $w_{m+1,1}$, $w_{m,s+1}$, $w_{m+1,s}$) qui sont contenues dans le système d'équations (5 a) et en même temps il en résulte, évidemment, $M_{i,j} = 0$.

Pour le reste des points du contour on utilise la condition (1 a) sous la forme :

$$(12) \quad \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = - \frac{1}{\nu} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial n^2}.$$

En tenant compte de (12), l'équation (7) devient :

$$(13) \quad \frac{1-\nu}{\nu} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial n^2} = \frac{M}{D}.$$

L'équation (13), exprimée en différences finies, pour le point nodal (i, j) , devient :

$$(14) \quad \frac{1-\nu}{\nu} (w_{-1,j} - 2w_{i,j} + w_{1,j}) = \lambda^2 \frac{M_{i,j}}{D}.$$

On remarque que l'équation (14) contient une inconnue $w_{i,j}$ qui correspond à un point (i,j) situé en dehors de la plaque. Il en résulte que dans le système d'équations (7 a) restent seulement $2(m+s) - 8$ inconnues en dehors de la plaque, qui seront éliminées à l'aide de la condition (2).

La condition (2 a) doit être transcrite en différences finies dans les points nodaux qui sont placés sur le contour de la plaque; par exemple pour le point (1,2) on obtient :

$$(15) \quad w_{-1,1} - w_{-1,3} - w_{2,1} + w_{2,3} = 0.$$

Puisque la flèche extérieure $w_{-1,1}$ est déterminée par (11), l'équation (15) contient une seule inconnue, $w_{-1,3}$. On doit remarquer que la condition (2) peut être transcrite successivement en différences finies, pour les points nodaux $(1,j)$, où $j = 4, 6, 8, \dots, s$, en obtenant des équations de la forme (15), dont la résolution est analogue à la précédente. En généralisant cette observation on pourra écrire $2(m+s) - 4$ conditions qui permettront l'élimination de $2(m+s) - 8$ inconnues $w_{i,j}$ de l'extérieur de la plaque du système (7 a) et 4 flèches extérieures $w_{i,j}$ du système (5 a).

La condition (3) doit être transcrite en différences finies sous la forme (3 a) pour les points de coin de la plaque (dans lesquels l'effort tranchant, T_n , est nul dans les deux directions x et y) et sous la forme (3 b), (ou M a la signification de (7)), dans le reste des points nodaux de contour, en résultant un nombre de $2(m+s)$ équations. Ces équations permettent l'élimination de 8 flèches $w_{i,j}$, de l'extérieur de la plaque du système (5 a) et de $2(m+s) - 8$ inconnues $M_{i,j}$, des points nodaux extérieurs à la plaque, du système (6 a).

2.2. Expression matricielle des systèmes d'équations linéaires

En éliminant les inconnues des points nodaux extérieurs à la plaque, les systèmes d'équations (5 a), (6 a) et (7 a) peuvent être écrites sous la forme matricielle :

$$(16) \quad \begin{cases} (5 \text{ b}) & AW + \Lambda R = \Lambda_0 Q \text{ ou bien } AW + \Lambda_0 R^* = \Lambda_0 Q, \\ (6 \text{ b}) & BM - \Lambda_1 R = -\Lambda_2 Q \text{ ou bien } BM - \Lambda_2 R^* = \Lambda_2 Q, \\ (7 \text{ b}) & CW = \Lambda_3 M, \end{cases}$$

où W, Q, R^* et M sont des vecteurs colonne avec les composantes $w_{i,j}, q_{i,j}, r_{i,j}$ respectivement $M_{i,j}$ qui ont les significations de (5 a), (6 a) et (7 a), R — vecteur colonne ayant pour composantes les réactions concentrées, $R_{i,j}$, qui correspondent aux champs des points nodaux de la plaque, Λ et Λ_0 — des matrices carrées diagonales dont les éléments correspondent aux points de coin, égaux à $4\lambda/D$ et respectivement à $\lambda/D, B$ et C — matrices carrées ayant les éléments des lignes correspondants aux points de coin,

nuls, les éléments des autres lignes étant égaux aux coefficients des inconnues $M_{i,j}$ du système d'équations (6 a) et respectivement égaux aux coefficients des flèches $w_{i,j}$ du système (7 a), Λ_2 et Λ_3 — matrices carrées ayant les éléments de la diagonale — sauf les points de coin — égaux à λ^2 et respectivement à $-\lambda^2/D$, le reste des éléments étant nuls, Λ_1 — matrice carrée qui a les éléments nuls, sauf ceux situés sur la diagonale, qui sont égaux à $2\lambda^2/D$, pour les points nodaux de la frontière de la plaque (exceptant les points de coin) et λ^2/D pour les points nodaux de l'intérieur.

Observations. 1. Les vecteurs colonne ont ms composantes; le vecteur M a quatre composantes nulles (dans les points de coin).

II. Toutes les matrices sont carrées et ont ms lignes.

III. La distribution des pressions réactives est supposée d'être constante sur le champ qui correspond à un point nodal, (i, j) et par conséquent il en résulte $r_{i,j} = 4R_{i,j}/\lambda^2$, $r_{i,j} = 2R_{i,j}/\lambda^2$, ou bien $r_{i,j} = R_{i,j}/\lambda^2$, en fonction de la position du point nodal de coin, sur le contour, ou dans l'intérieur du réseau de la plaque.

En additionnant les équations (5 b) et (6 b), après avoir introduit dans (6 b) l'expression du vecteur M de (7 b), on obtient :

$$(17) \quad A^*W + \Lambda^*R = \Lambda_1^*Q \text{ ou bien } AW + \Lambda_1^*R^* = \Lambda_1^*Q,$$

où

$$A^* = \Lambda + B\Lambda_3^{-1}C, \quad \Lambda^* = \Lambda_0 - \Lambda_1, \quad \Lambda_1^* = \Lambda_0 - \Lambda_2.$$

2.3. Conditions de contact

De la condition de contact, qui se matérialise par l'indentité entre la flèche de la plaque et le tassement du terrain, on peut établir une liaison entre les flèches de la plaque et les pressions réactives, dont la forme est une fonction du modèle de calcul que l'on adopte pour le milieu d'appui.

Si l'on suppose que le terrain de fondation se comporte à peu près selon l'hypothèse de Winkler, il en résulte :

$$(18) \quad r_{1,1} = k w_{1,1}, \dots, r_{i,j} = k w_{i,j}, \dots, r_{m,s} = k w_{m,s},$$

ou bien sous forme matricielle :

$$(19) \quad R^* = KW,$$

où : $r_{i,j}$, $w_{i,j}$, W et R^* ont les significations de (16), k est le coefficient de rigidité du terrain, K — la matrice de rigidité du terrain (c'est une matrice diagonale ayant les éléments égaux à k).

Dans le cas où le terrain d'appui se comporte conformément à l'hypothèse de Boussinesq on peut écrire [4] :

$$(20) \quad \begin{cases} w_{1,1} = \beta_{1,1;1,1} R_{1,1} + \dots + \beta_{1,1;k,l} R_{k,l} + \dots + \beta_{1,1;m,s} R_{m,s}, \\ \dots \\ w_{i,j} = \beta_{i,j;1,1} R_{1,1} + \dots + \beta_{i,j;k,l} R_{k,l} + \dots + \beta_{i,j;m,s} R_{m,s}, \\ \dots \\ w_{m,s} = \beta_{m,s;1,1} R_{1,1} + \dots + \beta_{m,s;k,l} R_{k,l} + \dots + \beta_{m,s;m,s} R_{m,s}, \end{cases}$$

dont l'expression matricielle sera :

$$(21) \quad W = FR,$$

où : $w_{i,j}$, $R_{i,j}$, W et R sont définies par (16), $\beta_{i,j;k,l} = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 \lambda} F_{i,j;k,l}$ sont

les coefficients d'influence, en représentant la déformation dans le point nodal (i, j) lorsque sur le champ qui correspond au point nodal (k, l) agit une charge uniformément distribuée d'intensité $1/\lambda^2$, (pour la simplification des calculs on peut approximer le champ, de forme carrée, afférent à un noeud, avec un cercle ayant le rayon $\lambda/\sqrt{\pi}$), ν_0 et E_0 sont le coefficient de Poisson et, respectivement, le module d'élasticité du milieu d'appui, $F_{i,j;k,l}$ est une fonction de x/λ (x étant la distance entre les points nodaux (i, j) et (k, l)), λ — le pas du réseau) dont les valeurs sont données dans [2], tableau III, p. 219, F — la matrice de flexibilité du terrain, qui est symétrique, ayant les éléments égaux à $\beta_{i,j;k,l}$.

Pour un milieu d'appui qui se déforme selon les lois d'un demi-espace élastique, homogène et transversalement anisotrope, les tassements $w_{i,j}$, en fonction des réactions $R_{i,j}$, doivent être écrites sous la forme [1]:

$$(22) \quad \begin{cases} w_{1,1} = \beta_{1,1;1,1}^* R_{1,1} + \dots + \beta_{1,1;k,l}^* R_{k,l} + \dots + \beta_{1,1;m,s}^* R_{m,s}, \\ \dots \\ w_{i,j} = \beta_{i,j;1,1}^* R_{1,1} + \dots + \beta_{i,j;k,l}^* R_{k,l} + \dots + \beta_{i,j;m,s}^* R_{m,s}, \\ \dots \\ w_{m,s} = \beta_{m,s;1,1}^* R_{1,1} + \dots + \beta_{m,s;k,l}^* R_{k,l} + \dots + \beta_{m,s;m,s}^* R_{m,s}, \end{cases}$$

ou bien sous forme matricielle :

$$(23) \quad W = F^* R = \Phi FR,$$

ou : $w_{i,j}$, $R_{i,j}$, W et R ont la signification de (16), $\beta_{i,j;k,l}^* = \frac{\pi}{1 - \nu_0^2} \Phi \beta_{i,j;k,l}$

sont les coefficients d'influence qui ont la même signification physique que celle qui résulte de (21), Φ — une fonction du degré d'anisotropie et du coefficient de Poisson, ν_0 , du terrain, [1], F^* — la matrice de flexibilité du terrain, qui est une matrice symétrique ayant les éléments $\beta_{i,j;k,l}^*$, Φ — la

matrice diagonale ayant les éléments égaux à $\frac{\pi}{1-\nu^2} \varphi$, F — a la même signification que celle fournie par (21).

2.4. Les solutions du problème

L'équation (17) et l'une des équations (19), (21) ou (23) forment un système de deux équations matricielles qui a comme inconnues les vecteurs W et R ou R^* . Les solutions du système sont :

a) lorsque le milieu d'appui est du type Winkler ;

$$(24) \quad W = (A^* + \Lambda_1^* K)^{-1} \Lambda_1^* Q, \quad R^* = K(A^* + \Lambda_1^* K)^{-1} \Lambda_1 Q ;$$

b) lorsque le milieu d'appui est du type Boussinesq :

$$(25) \quad W = (A^* + \Lambda F^{-1})^{-1} \Lambda_1^* Q, \quad R = F^{-1}(A^* + \Lambda F^{-1})^{-1} \Lambda_1 Q ;$$

c) lorsque le milieu d'appui est un demi-espace élastique, homogène et transversalement anisotrope ;

$$(26) \quad W = (A^* + \Lambda^* F^{*-1})^{-1} \Lambda_1^* Q, \quad R = F^{*-1}(A^* + \Lambda^* F^{*-1})^{-1} \Lambda_1 Q.$$

3. Conclusions

La méthode proposée permet à effectuer d'une façon assez simple le calcul d'une plaque plane, rectangulaire, placée sur un terrain déformable, en présentant les avantages suivants :

1° Elle permet que les conditions de contour proposées par Poisson soient satisfaites.

2° Elle donne la possibilité de déterminer l'état de tension et de déformation de la plaque, en fonction du modèle de calcul que l'on adopte pour le terrain de fondation.

3° Les éléments des matrices s'établissent après avoir effectué des calculs assez simples.

4° La forme matricielle permet la programmation facile des calculs et leur résolution par les ordinateurs.

Reçue le 30 novembre 1972

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Constructions hydrotechniques

BIBLIOGRAPHIE

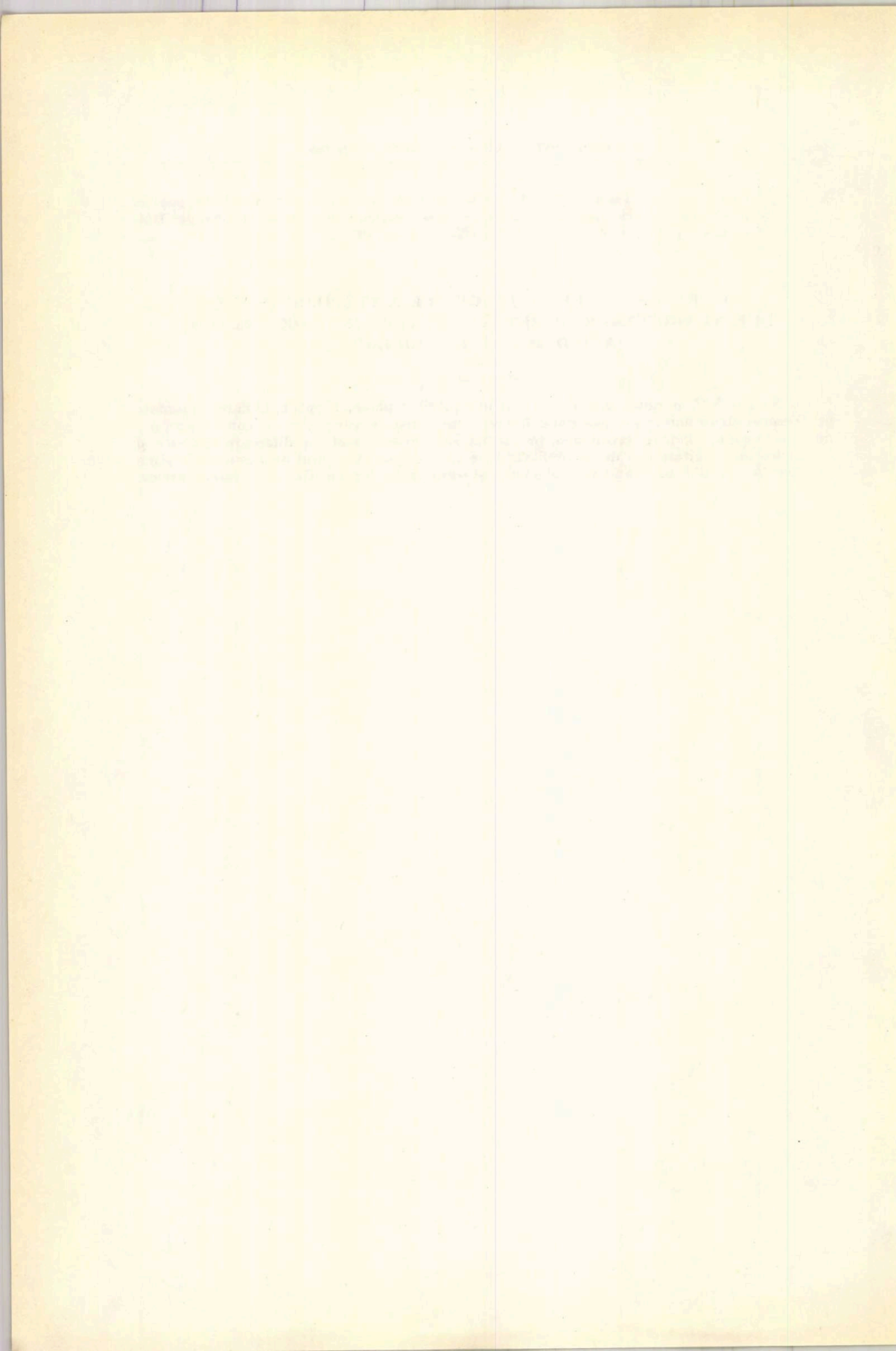
1. Eftimie Al., *Contribuții la studiul stării de tensiune a deplasărilor și tasărilor în terenurile de fundație anizotrope și neomogene elastic*. Thèse, Inst. Polyt., Jassy, 1971.
2. Жемочкин Б. Н., Сеницын А. П., *Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании*. Госстройиздат, М., 1962.
3. Timoshenko S., Woinowski-Krieger S., *Theory of Plates and Shells*. Mc. Graw-Hill Book Company, Inc., New-York — Toronto — London, 1959.

4. Ungureanu N., Ionescu I., *Une méthode numérique de calcul des poutres et des plaques appuyées sur un milieu élastique, homogène et isotrope*. Bul. Inst. polit., Iași, s. V, XVII (XXI), 3-4 (1971).

O METODĂ NUMERICĂ DE CALCUL A PLĂCILOR PLANE
ȘI DREPTUNGHIIULARE, REZEMATE PE TERENURI DEFORMABILE,
AVÎND MARGINILE LIBERE

(Rezumat)

Se prezintă o nouă metodă de calcul a plăcilor plane, dreptunghiulare, rezemate pe terenuri deformabile cu marginile libere, care satisface condițiile de contur propuse de Poisson. Pentru rezolvarea problemei se folosește metoda diferențelor finite și o matrice de rigiditate sau de flexibilitate care caracterizează mediul de rezemare. Forma matriceală permite programarea calculelor și rezolvarea lor cu ajutorul ordinaratoarelor.



CONSIDÉRATIONS CONCERNANT LE CHOIX DE LA SECTION DES POUTRES MÉTALLIQUES PRÉTENSIONNÉES

PAR

DAN PRECUPANU

1. Introduction

Dans cette Note on présente quelques cas qui se rapportent au choix de la section optimum des poutres métalliques prétensionnées, à l'aide d'un tirant rectiligne disposé à la côté de la semelle tendue. Dans ce qui suit nous allons considérer que le travail [4] est connu y compris ses notations et relations de calcul.

2. Calcul de la section optimum

L'aire de la section transversale d'une poutre métallique prétensionnée peut être déterminée par la relation (18) de l'ouvrage cité ci-dessus :

$$A_{\text{nec}} = s \sqrt[3]{\frac{9M^2}{8\lambda\sigma_{a2}^2}},$$

où l'on a noté :

$$(1) \quad s = \frac{a+1}{ar_{12}} \sqrt[3]{1+r_{12}},$$

l'asymétrie a en étant la solution de l'équation fondamentale (37) [4].

Si

$$(A) \quad r_{12} = r_{32} = 1$$

les coefficients K , C_1 et C_2 ont les expressions :

$$(2) \quad K = \frac{5-a}{4a}, \quad C_1 = 5(a-1), \quad C_2 = 5-a$$

et l'équation du dimensionnement optimum (37) [4] devient :

$$(3) \quad (3\psi + 10D - 15)a^2 - 2(10\psi + 5D - 20)a + 25(\psi - 1) = 0.$$

2.1. Poutre chargée avec deux moments concentrés égaux M

Dans ce cas particulier $D = 1$ et l'équation (3) prend la forme

$$(3') \quad (3\psi - 5)a^2 - 2(10\psi - 15)a + 25(\psi - 1) = 0.$$

En résolvant cette équation on obtient la valeur de l'asymétrie :

$$(4') \quad a = 5 \frac{\psi - 1}{3\psi - 5}$$

et ensuite, le coefficient m , en employant la relation (16) du même travail [4] :

$$(5) \quad m = \frac{a}{a + 1}.$$

Les coefficients a , m , et s sont donnés dans le tableau 1, en fonction de ψ .

Tableau 1

ψ	2,50	5,00	7,50	10,00	∞
a	3,00	2,00	1,86	1,80	1,67
m	0,75	0,66	0,65	0,64	0,625
s	1,68	1,89	1,94	1,96	2,02

2.2. Poutre sollicitée avec une charge uniforme p

Pour ce cas, en considérant $\sigma_{aa} = \sigma_{a2}$, le coefficient D prend la forme :

$$D = \frac{1}{3}(2 + K) = \frac{7a + 5}{12a}$$

et l'équation (3) devient :

$$(3'') \quad (18\psi - 55)a^2 - 2(60\psi - 115)a + 150(\psi - 7/6) = 0,$$

d'où il en résulte l'asymétrie

$$(4'') \quad a = \frac{5(12\psi - 23) - 10 \sqrt{(3\psi - 6)^2 + 12\psi}}{18\psi - 55},$$

le facteur m en étant calculé toujours par la relation (5).

Les coefficients a , m et s sont inscrits dans le tableau 2.

Tableau 2

ψ	2,50	5,00	7,50	10,00	∞
a	2,17	1,92	1,81	1,77	1,67
m	0,68	0,65	0,64	0,63	0,62 ⁵
s	1,84	1,92	1,96	1,97	2,02

2.3. Poutre chargée d'une force concentrée P

Si l'on considère et dans ce cas $\sigma_{aa} = \sigma_{a2}$, le coefficient D devient

$$D = \frac{1}{2}(1 + K) = \frac{3a + 5}{8a},$$

qui conduit à l'équation

$$(3''') \quad (18\psi - 67,5)a^2 - 2(60\psi - 127,5)a + 150(\psi - 5/4) = 0.$$

L'asymétrie, a , peut être déterminée par la relation :

$$(4''') \quad a = \frac{5(12\psi - 25,5) - 10 \sqrt{(3\psi - 6)^2 + 18\psi}}{18\psi - 67,5}.$$

Dans le tableau 3 on donne les valeurs des coefficients a , m et s .

Tableau 3

ψ	2,50	5,00	7,50	10,00	∞
a	2,07	1,88	1,79	1,75	1,67
m	0,68	0,64	0,64	0,63 ⁵	0,62 ⁵
s	1,87	1,93	1,96	1,98	2,02

On examine, ensuite, encore trois exemples concernant les mêmes cas de chargement extérieur, les coefficients r_{12} et r_{32} ayant des valeurs différentes. Nous nous résumons à donner pour chaque cas seulement les expressions de l'équation fondamentale et les valeurs des coefficients a et m (tableau 4).

Les valeurs du coefficient s , qui caractérisent directement l'aire de la section transversale, sont données par les courbes de la fig. 1, pour chaque cas étudié. On peut observer que ses valeurs ne dépendent pas tant de l'allure de la charge extérieure que des coefficients r_{12} et r_{32} . Pour $\psi > 5$ sa variation en fonction de la charge extérieure ne dépasse pas 2%. De

Tableau 4

Cas	r_{12} r_{32}	Expression de l'équation (2)	Asymétrie	Les coefficients a, m, s					
				ψ	2,50	5,00	7,50	10,00	∞
B	$r_{12} = \frac{3}{4}$ $r_{32} = 1$	$(11\psi - 18)a^2 - 2(45\psi - 66)a + 144(\psi - 1) = 0$	$a = \frac{24}{11\psi - 18}$ $m = \frac{6a}{7(a+1)}$	a m s	3,79 0,67 2,03	2,60 0,62 2,22	2,42 0,61 2,27	2,35 0,60 2,29	2,18 0,58 2,33
		$(11\psi - 31,5)a^2 - 2(45\psi - 84)a + 144\left(\psi - \frac{7}{6}\right) = 0$	$a = \frac{45\psi - 84 - 21\sqrt{(\psi - 2)^2 + \frac{4}{3}}}{11\psi - 31,5}$ $m = \frac{6a}{7(a+1)}$	a m s	2,88 0,64 2,16	2,47 0,61 2,26	2,35 0,60 2,29	2,30 0,59 2,31	2,18 0,58 2,33
		$(11\psi - 38,25)a^2 - 2(45\psi - 93)a + 144\left(\psi - \frac{5}{4}\right) = 0$	$a = \frac{45\psi - 93 - 21\sqrt{(\psi - 2)^2 + 2\psi}}{11\psi - 38,25}$ $m = \frac{6a}{7(a+1)}$	a m s	2,68 0,62 2,21	2,45 0,61 2,26	2,33 0,60 2,30	2,28 0,59 2,31	2,18 0,58 2,33
		$(23\psi - 35)a^2 - 2(75\psi - 105)a + 175(\psi - 1) = 0$	$a = \frac{75\psi - 415/3 - 40\sqrt{(\psi - 1,75)^2 + \psi}}{23\psi - 205/3}$ $a = \frac{75\psi - 155 - 40\sqrt{(\psi - 1,75)^2 + 1,5\psi}}{23\psi - 85}$	a s	2,34 1,80	1,75 1,98	1,65 2,02	1,61 2,04	1,52 2,09
D	$r_{12} = \frac{3}{4}$ $r_{32} = \frac{3}{4}$	$(21\psi - 31,5)a^2 - 2(84\psi - 115,5)a + 252(\psi - 1) = 0$	$a = \frac{84\psi - 151,5 - 42\sqrt{(\psi - 1,75)^2 + \psi}}{21\psi - 58,5}$ $a = \frac{84\psi - 169,5 - 42\sqrt{(\psi - 1,75)^2 + 1,5\psi}}{21\psi - 72}$	a s	3,00 2,14	2,28 2,31	2,17 2,35	2,12 2,36	2,00 2,40
		$(21\psi - 58,5)a^2 - 2(84\psi - 151,5)a + 252\left(\psi - \frac{21}{25}\right) = 0$	$a = \frac{84\psi - 151,5 - 42\sqrt{(\psi - 1,75)^2 + \psi}}{21\psi - 58,5}$	a s	2,50 2,25	2,21 2,33	2,13 2,36	2,09 2,37	2,00 2,40
		$(21\psi - 72)a^2 - 2(84\psi - 169,5)a + 252\left(\psi - \frac{9}{7}\right) = 0$	$a = \frac{84\psi - 169,5 - 42\sqrt{(\psi - 1,75)^2 + 1,5\psi}}{21\psi - 72}$	a s	2,40 2,28	2,18 2,34	2,11 2,37	2,08 2,38	2,00 2,40
		$(23\psi - 35)a^2 - 2(75\psi - 105)a + 175(\psi - 1) = 0$	$a = \frac{75\psi - 415/3 - 40\sqrt{(\psi - 1,75)^2 + \psi}}{23\psi - 205/3}$ $a = \frac{75\psi - 155 - 40\sqrt{(\psi - 1,75)^2 + 1,5\psi}}{23\psi - 85}$	a s	2,34 1,80	1,75 1,98	1,65 2,02	1,61 2,04	1,52 2,09

plus, toutes les courbes qui correspondent aux mêmes valeurs des coefficients r_{12} et r_{32} , ont la même asymptote horizontale. Dans tous les cas, la valeur du facteur s augmente en même temps que celle du coefficient ψ . Le coefficient m varie entre des limites assez larges et par conséquent on ne peut pas accepter pour lui la valeur 0,55 comme on l'a déjà indiqué dans quelques travaux de spécialité. L'aire de la section transversale est

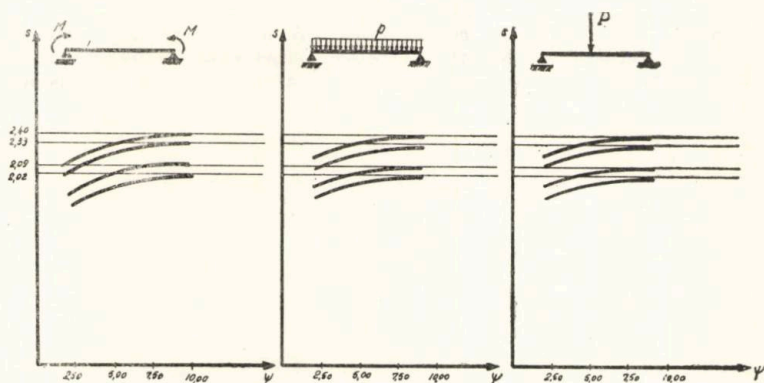


Fig. 1

directement déterminée par les facteurs r_{12} et r_{32} , le plus grand poids ayant le premier facteur. Si l'on accepte une erreur de 2% dans la détermination de la section transversale de la poutre précontrainte pour $\psi > 5$ – cas les plus souvent rencontrés dans la pratique – alors on peut considérer dans l'équation (37) $D = 1$, ce qui simplifie considérablement les calculs.

Reçue le 30 novembre 1970

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Mécanique des Constructions

BIBLIOGRAPHIE

1. Беленя Е. И., *Предварительно напряжение металлические несущие конструкции*, М., 1963.
2. Василиев А. А., *Оптимальные параметры стальных балок с однократным предварительным напряжением*, Строит. мех. и расчет соор., 1 (1961).
3. Јунсан N., *Considerații privind alegerea secțiunii optime a grinzilor metalice cu inimă plină, pretensionate*, Bul. șt. Inst. polit. Cluj, 10 (1967).
4. Пресурану D., *Le dimensionnement optimum des poutres métalliques précontraintes*, Bul. Inst. polit. Iași, XVI (XX), 3–4 (1970).

CONSIDERAȚII PRIVIND ALEGEREA SECȚIUNII GRINZILOR METALICE PRETENSIONATE

(Rezumat)

Se prezintă câteva cazuri concrete referitoare la stabilirea secțiunii grinzilor metalice pretensionate cu tirant dispus la nivelul tălpii întinse, folosind ecuația dimensionării optime (37) din [4]. Se ajunge la concluzia că mărimea ariei secțiunii transversale nu depinde atât de alura încărcării exterioare cât de valorile coeficienților r_{12} și r_{32} . Drept urmare, pentru cazurile $\psi > 5$, frecvent întâlnite în practică, se poate considera de la început, în ecuația (37), $D=1$, ceea ce simplifică considerabil calculele privind determinarea asimetriei a . Această aproximație introduce erori care nu depășesc 2%. Graficele din fig. 1 fac posibilă o dimensionare rapidă a grinzilor metalice pretensionate.

LA TORSION LIBRE DES BARRES AVEC DES PAROIS MINCES, DOUBLE CONNEXES, AYANT UNE PAROI DISCONTINUE

PAR

PAUL COSMULESCU et P. LÖRINCZ

1. Introduction

Les grandes avantages offertes par les profils avec des parois minces favorisent l'utilisation de ceux-ci à une échelle de plus en plus grande en constructions.

Dans cet ouvrage on présente un mode de calcul simplifié à la torsion libre des profils U avec des marges renforcées, ayant une paroi fermée par des grilles ou de petites plaques. Le comportement de ces profils à la torsion se situe entre la torsion pure et la torsion des profils ouverts, selon la théorie de Vlasov.

Dans la théorie des barres avec des parois minces ouvertes on admet les hypothèses ci-dessous, considérées par V. Z. Vlasov [4]: a) l'indéformabilité du contour de la section transversale; b) on néglige les déformations de cisaillement.

Dans le cas des barres avec des parois minces fermées on ne peut plus prendre en considération ces hypothèses, étant donné que la déformation du contour et les déformations de cisaillement sont importantes. Pour les calculs simplifiés que nous allons proposer, on admet les hypothèses suivantes: a) la barre a le contour de la section non déformable et l'on néglige les déformations de cisaillement; b) les éléments de liaison sont déformables dans leur plan.

Si l'on considère le cas d'un calcul exacte, une barre avec des parois minces ayant une paroi réalisée avec des grilles, peut être considérée comme un système mixte formé d'une toile légère et d'une plaque élastique orthotrope, tandis qu'une barre ayant la paroi réalisée avec de petites plaques, on peut la considérer comme un système constructif mixte formé d'une toile cylindrique et d'un système de poutre Vierendeel.

En partant des éléments connus de la torsion libre, on y présente une méthode de calcul pour de tels éléments. L'analyse par voie énergétique permet la solution rapide et simple du problème.

Pour la vérification expérimentale des résultats théoriques on prévoit d'effectuer à la chaire de Constructions de L'Institut Polytechnique de Jassy des essais sur les profils réalisés par l'Usine Métallurgique de Jassy.

Le calcul à la torsion des barres avec des parois minces, double connexes, ayant une paroi discontinue, se réduit à un calcul de section fermée, à l'aide de la formule de Bredt, où la paroi discontinue est remplacée par une paroi équivalente fictive, d'épaisseur t^* , telle que les énergies de déformation soient égales.

En partant de la formule de Bredt [1], il résulte pour la section de la fig. 1, soumise à la torsion, l'expression de l'effort unitaire tangentiel donné par la relation :

$$(1.1) \quad \tau = \frac{M_t}{2\Omega t},$$

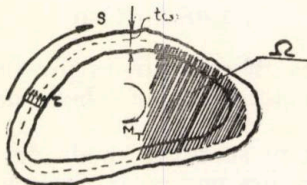


Fig. 1. — Profil avec la paroi mince ayant la section double connexe.

où : Ω — l'aire fermée par la ligne médiane, t — l'épaisseur de la paroi dont on calcule l'effort tangentiel et la torsion spécifique :

$$(1.2) \quad \omega = \frac{M_t}{Gk},$$

avec

$$(1.2 a) \quad k = \frac{4\Omega^2}{\oint ds/t}.$$

Lorsqu'il y a une section constituée par plusieurs parois pleines (complètes), alors :

$$(1.2 b) \quad \oint \frac{ds}{t} = \sum_{i=1}^n \frac{s_i}{t_i}.$$

2. Méthode de calcul proposée

On considère une barre constituée par un profil U, avec des parois renforcées, qui se ferme par des grilles ou de petites plaques (v. les fig. 2 a, b).

On effectue le calcul en réduisant la barre à une section double connexe et en introduisant à la place des petites plaques une paroi fictive d'épaisseur t ; par cette voie on peut appliquer ensuite les formules (1.1) et (1.2).

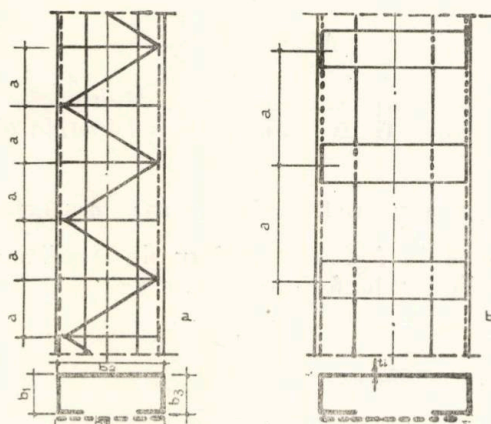


Fig. 2. — Profil avec la paroi mince fermée avec des grilles et des petites plaques.

Pour résoudre ce problème on utilise la méthode énergétique en calculant l'énergie de déformation W des forces intérieures pour l'élément de barre de longueur a . On obtient :

$$(2.1) \quad W = \frac{1}{2} \iiint_V \tau_i \gamma_i dx dy dz = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^4 a \int_{A_i} \tau_i \gamma_i dA_i.$$

Mais

$$(2.1 a) \quad \gamma_i = \frac{\tau_i}{G},$$

et par conséquent

$$(2.2) \quad W = \frac{a}{2G} \sum_{i=1}^4 \int_{A_i} \tau_i^2 dA_i.$$

Comme il en résultent trois plaques réelles et l'une fictive, d'épaisseurs t_i et de largeurs b_i , on peut écrire :

$$(2.3) \quad W = \frac{aq^2}{2G} \sum_{i=1}^4 \frac{b_i}{t_i},$$

où

$$(2.3 a) \quad \tau_i = \frac{q_i}{t_i}, \quad (2.3 b) \quad A_i = b_i t_i,$$

avec q — le flux de cisaillement.

L'énergie de déformation de la paroi fictive est :

$$(2.4) \quad \Delta W = \frac{aq^2}{2G} \cdot \frac{b}{t^*}.$$

L'épaisseur fictive équivalente t^* est déterminée de telle sorte que l'énergie W de la plaque fictive soit égale à l'énergie d'une plaque réelle.

3. La paroi fictive réalisée avec des grilles

Conformément à la fig. 3 a le flux de cisaillement donne dans le plan de la plaque fictive la force compensée :

$$(3.1) \quad T = qb$$

et dans la diagonale l'effort :

$$(3.2) \quad \Delta = \frac{T_d}{\sin \alpha} = \frac{qb}{b/d} = qd.$$

Dans la fig. 3 b, c on représente la variation de la force dans les plaques supérieure et inférieure, qui constituent les semelles de la grille même. Par suite de la superposition des effets, dûs au flux de cisaillement q et aux forces concentrées F_s et F_i , respectivement de la semelle supérieure et de celle inférieure, introduites par les diagonales, il en résulte une variation linéaire de l'effort dans les plaques (rondelles).

Pour une barre de longueur l , soumise à une compression de force N qui varie linéairement de 0 à 1 (fig. 4), l'énergie de déformation peut être calculée à l'aide de la relation :

$$(3.3 a) \quad W = \frac{1}{2} \int_0^l \frac{N_z^2 dz}{EA}.$$

Mais

$$(3.3 b) \quad N_z = \frac{Nz}{l}$$

et par conséquent

$$(3.3 c) \quad W = \frac{N^2 l}{6EA}.$$

En appliquant (3.3 c) on obtient l'énergie avec laquelle contribue chaque élément de la plaque fictive.

Pour la semelle supérieure on obtient

$$(3.4 a) \quad W_s = \frac{(qa)^2 a}{6EA_s} = \frac{q^2 a^3}{6EA_s}.$$

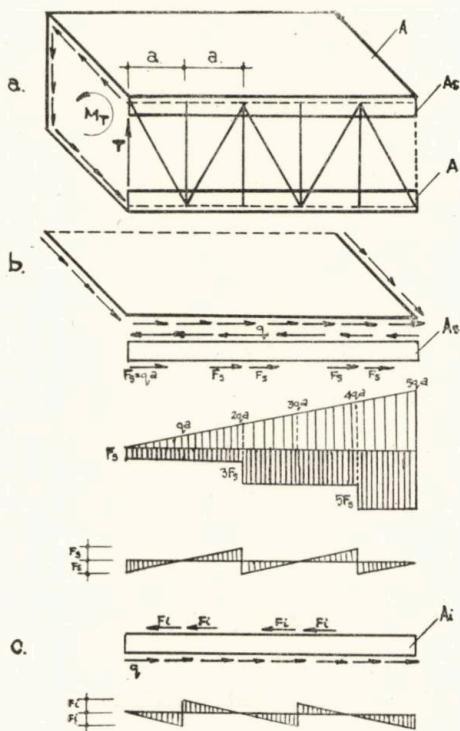


Fig. 3. — Profil avec la paroi mince double connexe ayant une paroi discontinue réalisée avec des grilles sollicitées à la torsion.

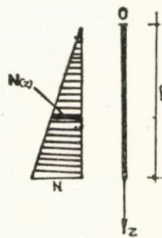


Fig. 4. — Barre comprimée au centre avec une charge qui varie linéairement.

Compte tenu que dans la diagonale l'effort est constant, $D = qd$, l'énergie de déformation en résulte :

$$(3.4 b) \quad W_d = \frac{1}{2} \cdot \frac{D^2 d}{EA_d} = \frac{1}{2} \cdot \frac{q^2 d^3}{EA_d}.$$

Pour le moment on obtient

$$(3.4 c) \quad W_M = 0$$

tandis que pour la semelle inférieure l'énergie est donnée par

$$(3.4\ d) \quad W_i = \frac{q^2 a^3}{6EA_i}.$$

L'énergie totale sera donnée par l'addition des expressions (3.4 a)...(3.4' d):

$$(3.5) \quad W_T = W_s + W_a + W_M + W_i = \frac{q^2}{2E} \left[\frac{d^3}{A_a} + \frac{a^3}{3} \left(\frac{1}{A_s} + \frac{1}{A_i} \right) \right].$$

L'épaisseur t^* est déterminée de telle manière que l'énergie de déformation de la plaque fictive (2.4) soit égale à l'énergie de déformation des grilles et des semelles, à savoir :

$$(3.6) \quad \Delta W = W_T.$$

Tous calculs effectués on obtient :

$$(3.7) \quad t^* = \frac{E}{G} \cdot \frac{ab}{\frac{d^3}{A_a} + \frac{a^3}{3} \left(\frac{1}{A_s} + \frac{1}{A_i} \right)}.$$

Avec les semelles constituées du rebord de renforcement du profil, collabore dans le même but une partie de la plaque correspondante, ce qui simplifie la nécessité qu'à coté de la surface des semelles A_i , A_s soit aussi considérée une partie de la surface de la plaque avoisinée (A) et notamment, conformément à (1), on admet comme recouvrement une aire équivalente à la semelle :

$$(3.8) \quad A_i^* = A_i + \frac{1}{4} A, \quad A_s^* = A_s + \frac{1}{4} A.$$

4. Paroi fictive réalisée avec des petites grilles

On admet les hypothèses supplémentaires suivantes : a) les jointes entre la petite plaque et le profil (barre) sont rigides ; b) sont négligées les déformations dues au cisaillement. Ces hypothèses sont valables lorsque la rigidité de la petite plaque $I_{p/b}$ et la rigidité du rebord du profil (de la barre) $I_{r/a}$, sont inférieures à 3, selon les normes STAS 763-66.

Pour calculer I_r on tient compte de l'équation (3.8).

Étant donné qu'une petite plaque doit supporter le flux de cisaillement qa d'une telle manière que la section se comporte comme une section double connexe, on admet la distribution des moments de courbure conformément à la fig. 5 b.

En procédant d'une manière analogue à celle utilisée dans le cas d'une paroi réalisée avec des grilles, on écrit l'énergie de déformation résultée seulement des moments, parce que c'est elle qui est prépondérante.

Ayant une barre de longueur l chargée par un moment qui varie linéairement (fig. 6), l'énergie de déformation sera donnée par :

$$(4.1 a) \quad W = \frac{1}{2} \int_{-l/2}^{l/2} \frac{M_x^2}{EI} dx.$$

Mais

$$(4.1 b) \quad M_x = \frac{2Mx}{l}$$

d'où il en résulte :

$$(4.1 c) \quad W = \frac{1}{2} \int_{-l/2}^{l/2} 4 \frac{M^2 x^2}{l^2 EI} dx = \frac{M^2 l}{6EI}.$$

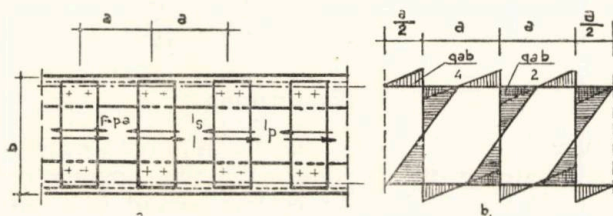


Fig. 5. — Profil avec la paroi mince double convexe ayant une paroi discontinue réalisée avec des petites plaques, sollicitée à la torsion.

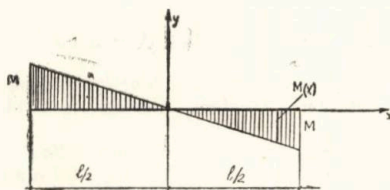


Fig. 6. — Barre courbée avec des moments égaux et de sens contraire aux extrémités.

En appliquant l'équation (4.1 c) dans notre cas on obtient :

a) pour la semelle supérieure :

$$(4.2 a) \quad W_s = \frac{a}{6EI_s} \left(\frac{qab}{4} \right)^2 = \frac{q^2 b^2 a^3}{96EI_s};$$

b) pour la semelle inférieure :

$$(4.2 b) \quad W_i = \frac{q^2 b^2 a^3}{96EI_i};$$

c) pour les petites plaques

$$(4.2 \text{ c}) \quad W_p = \frac{q^2 \frac{a^2 b^2}{4} b}{6EI_p} = \frac{q^2 a^2 b^3}{24EI_p}.$$

L'énergie totale sera obtenue par l'addition des relations (4.2 a)...(4.2 c) :

$$(4.3) \quad W_T = W_s + W_i + W_p = \frac{q^2 a^3 b^2}{96E} \left(\frac{1}{I_s} + \frac{1}{I_i} \right) + \frac{q^2 a^2 b^3}{24EI_p}.$$

En égalant (4.3) à (2.4) on obtient l'épaisseur de la paroi fictive :

$$(4.4) \quad t^* = \frac{E}{G} \cdot \frac{1}{\frac{a^2 b}{48} \left(\frac{1}{I_s} + \frac{1}{I_i} \right) + \frac{ab^2}{12I_p}}.$$

5. Conclusions

La fermeture des profiles avec des parois minces ouvertes à l'aide des petites plaques ou des grilles, a pour effet une augmentation de la rigidité à la torsion de ces profiles. Le comportement à la torsion peut être situé entre celui d'un profile fermé et d'un profile ouvert.

Reçue le 28 février 1973

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Constructions

BIBLIOGRAPHIE

1. Kollbrunner C. F., Basler K., *Torsionkonstanten und Schubspannungen bei St. Venantescher Torsion*. Verlag Schweizer Stahlbau-Vereinigung, Zürich, 1962.
2. Geminard L., Giet A., *Stabilité des constructions*. Dunod, Paris, 1971.
3. Ponomariov S. D., Biderman V. L., Liharev C. K., Makușin V. M., Malinin N. N., Feodosiev V. I., *Calcul de rezistență în construcții de mașini*, (traduit du russe). Ed. Tehn., Buc., 1960.
4. Власов В. З., *Тонкостенные упругие смирзжии*. М., 1959.

TORSIUNEA LIBERĂ A BARELOR CU PEREȚI SUBȚIRI, DUBLU CONEXE, AVÎND UN PERETE DISCONTINUU

(Rezumat)

Preocupările referitoare la introducerea în construcții, pe o scară tot mai largă, a profilelor cu pereți subțiri, atât în țara noastră cit și în străinătate, abordează aspecte multiple.

În lucrare se tratează o problemă teoretică privind calculul simplificat la torsiune a profilelor U, cu margini întărite, avînd un perete solidarizat cu plăcuțe sau zăbrelețe.

Metoda de calcul propusă facilitează realizarea cu ajutorul acestor profile a diferitelor construcții metalice (stâlpi pentru transport de energie electrică ș. a.).

ULTIMATE SHEAR STRENGTH OF THE GIRDERS IN PURE SHEAR

BY

GH. MĂRMUREANU

1. In 1928, H. Wagner demonstrated that a thin shear web with transverse stiffeners does not fail when it buckles between stiffeners. It merely forms diagonal folds and functions as a series of tension diagonals, while the stiffeners of the web act as compression posts.

There is a portion of a girder subjected to high shear. Although it is physically impossible for a portion of a girder to be subjected to shear unaccompanied by bending, but in this paper will be considered the theoretical case of a girder subjected to pure shear. This will be necessary for next shear and flexure interaction.

The main purpose of this paper is to find the ultimate and the allowable web shear and to apply this to girders made up from Romanian steel.

2. For girders with slender webs, the applied shear force is carried completely by beam action shear until the theoretical web buckling stress is reached, that is

$$(1) \quad \tau_{cr} = \frac{k\pi^2 \eta E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{h} \right)^2,$$

where: K — the buckling coefficient, t — the web thickness, h — the web depth or clear distance, μ — Poisson's ratio, $\eta = 1$, when the critical stress τ_{cr} is below the proportional limit, and $\eta < 1$, when τ_{cr} is above this limit. His value can be taken from [1], eqs. (738) and (739), also [2] or from [3] by considering nonisotropic behaviour in the elasto-plastic range. A fair approximation for η is $\sqrt{E_t/E}$, where E_t is the tangent modulus, giving values of the critical shear stress τ_{cr} which are on the side of safety.

Then, the beam action contribution will be

$$(2) \quad T_{cr} = \tau_{cr} th.$$

The additional applied shear is carried by tension field action, directed at some angle ω , as yet undetermined. The ultimate shear is

$$(3) \quad T_u = T_{cr} + T_t$$

and the problem is to find this contribution of the tension field action. It can be evaluated from geometry and equilibrium of the tension field from Fig. 1.

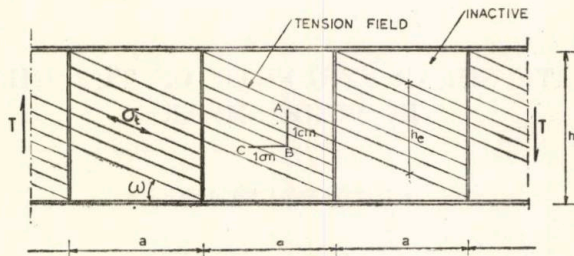


Fig. 1. — Tension field action shear.

When the compression becomes excessive, the web buckles diagonally. The remainder of the resistance is supplied by the web as a diagonal tension resistant element. The state of stresses before, at and after buckling is given in Fig. 2.

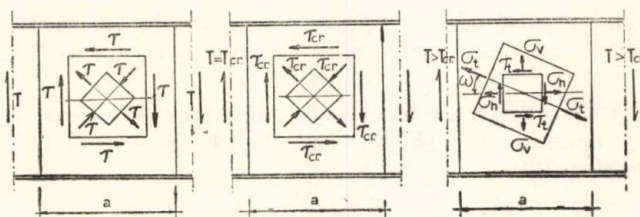


Fig. 2. — The state of stresses: a — before buckling, b — at buckling, c — after buckling.

Since the diagonal compression resistance is assumed to remain constant after buckling, the component of the added web stress must be a diagonal tension directed at some angle ω , and from Fig. 3, the shearing component on a vertical section is

$$(4) \quad \tau_t = \frac{\sigma_t \sin 2\omega}{2}.$$

Assuming the entire depth of the web to be under uniform diagonal tension, the shearing component will be

$$(5) \quad T_t = \frac{\sigma_t}{2} \sin 2\omega h t.$$

But, in determining the slope angle ω it is used a reduced tension field, and this inconsistency was pointed out by Gaylor in a discussion of [4]. However, the results of the basic article [4] are used in practice. From Fig. 1 we have

$$(6) \quad h_e = h - a \operatorname{tg} \omega$$

and then

$$T'_t = \frac{\sigma_t}{2} \sin 2\omega h_e t = \frac{t\sigma_t}{2} \sin 2\omega(h - a \operatorname{tg} \omega).$$

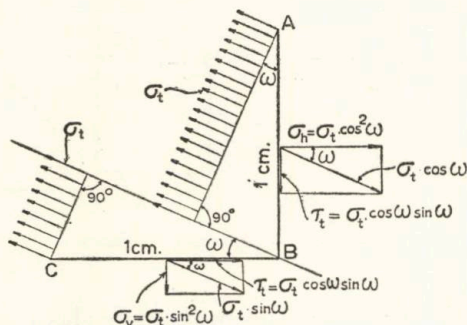


Fig. 3. — The shearing component of the diagonal tension on a vertical and horizontal section.

Finally, we get

$$T'_t = \frac{t\sigma_t}{2} [h \sin 2\omega - a(1 - 2\omega)].$$

3. At the ultimate shear load, the angle ω will be such as to make T'_t a maximum. Differentiating eq. (7) with respect to ω , and equating the result to zero we get

$$\frac{\partial T'_t}{\partial \omega} = \frac{t\sigma_t}{2} (2h \cos 2\omega - 2a \sin 2\omega) = 0,$$

or

$$\operatorname{tg} 2\omega = \frac{h}{a} = \frac{1}{w},$$

where $w = a/h$ is the aspect ratio.

Then, $\sin 2\omega = \frac{\tau_{cr}}{\sqrt{1 + \tau_{cr}^2}}$, and eq. (3) becomes

$$(8) \quad T = \left(\tau_{cr} + \frac{\sigma_t}{2\sqrt{1 + \tau_{cr}^2}} \right) ht.$$

The most critical stress condition would occur if σ_t were in alignment with the principal diagonal tension, that is, $\omega = 45^\circ$. This assumption is reasonably conservative and useful for the present purpose, in fact, ω is

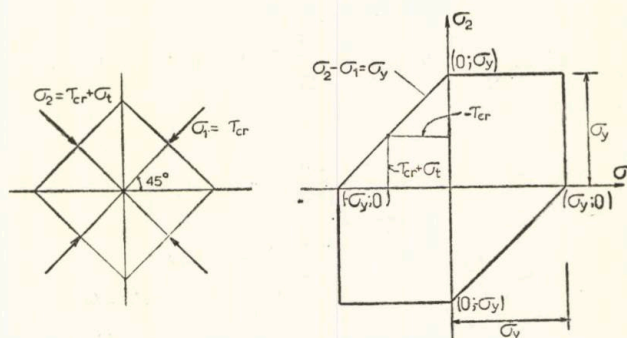


Fig. 4. — Ultimate stresses.

always less than 45° . By using the maximum shear theory of failure we can find the ultimate stress. The equation of the line BC from Fig. 4 defining plastic flow is

$$(9) \quad \sigma_2 - \sigma_1 = \sigma_y,$$

where σ_y is yield strength, $\sigma_1 = -\tau_{cr}$, $\sigma_2 = \sigma_t + \tau_{cr}$. Substituting this and simplifying, we get

$$(10) \quad \sigma_t = \sigma_y - 2\tau_{cr}$$

but, in the maximum shear theory,

$$(11) \quad \sigma_y = 2\tau_y$$

and from eq. (10) we get

$$(12) \quad \sigma_t = \sigma_y \left(1 - 2 \frac{\tau_{cr}}{\sigma_y} \right) = \sigma_y \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \right)$$

and the ultimate shearing force is

$$(13) \quad T_u = \left[\tau_{cr} + \frac{\sigma_y (1 - \tau_{cr}/\tau_y)}{2\sqrt{1 + \tau_{cr}^2}} \right] th.$$

The ultimate shear stress will be

$$(14) \quad \tau_u = \tau_{cr} + \frac{\sigma_y(1 - \tau_{cr}/\tau_y)}{2\sqrt{1 + \tau^2}} = \frac{\sigma_y}{2} \left(\frac{2\tau_{cr}}{\sigma_y} - \frac{1 - 2\tau_{cr}/\tau_y}{\sqrt{1 + \tau^2}} \right).$$

In the elastic range $\eta = 1$, $E = 2\,100\,000$ daN/cm², $\mu = 1/3$, and we have

$$(15) \quad \tau_u = \frac{\sigma_y}{2} \left[\frac{38 \times 10^5 k (t/h)^2}{\sigma_y} + \frac{1 - 38 \times 10^5 (k/\tau_y) (t/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right].$$

When buckling occurs upper the proportional limit, we have

$$(16) \quad \tau_u = \frac{\sigma_y}{2} \left[\frac{38 \times 10^5 k \eta (t/h)^2}{\sigma_y} + \frac{1 - 38 \times 10^5 \eta (k/\tau_y) (t/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right].$$

For riveted bridges, the safety factor is 1.71 and the yield strength for OL 37 steel is $\sigma_y = 2\,400$ daN/cm²; then, the allowable shear stress formula is

$$(17) \quad \tau_a = 700 \left[1\,580 k \eta \left(\frac{t}{h} \right)^2 + \frac{1 - 1\,580 k \eta (t/h)^2}{1 + (a/h)^2} \right].$$

The buckling coefficient is

$$k = \begin{cases} 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2}, & \text{when } \left(\frac{a}{h} \right) < 1.00, \\ 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2}, & \text{when } \left(\frac{a}{h} \right) > 1.00, \end{cases}$$

and the equations for allowable shear stress are now complete.

Conclusions

It was determined the ultimate and the allowable shear stress of the web girders in pure shear in the elastic and elasto-plastic range by taking into consideration the contribution of tension field action.

The quantity η , which is a direct measure of the effectiveness of plasticity in reducing the critical shear stress, can be calculated with a fair approximation with Bleich's formula or by developing the author's theory given in [3] by considering nonisotropic behaviour of the plates in the elasto-plastic range.

Finally, there are given design formulas for Romanian safety factors on steels.

Received, February 15, 1972

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Roads and Bridges

REFERENCES

1. Bleich F., *Buckling Strength of Metal Structures*. Mc Graw Hill, N. Y., 1952.
2. Stowell E. Z., *Critical Shear Stresses of an Infinitely Long Plate in Plastic Region*. NACA, TN 1681, 1948, or NACA, ARR No. 3K12, 1943.
3. Mărmureanu Gh., *The Postbuckling Strength of the Compression Members from Aluminium Alloys in the Elastic and Elasto-Plastic Range*, (in Romanian). Diss., Polytechnic Institute, Jassy, Romania, 1970.
4. Basler K., *Strength of Plate Girders in Shear*. Trans. ASCE, 128 (1963).
5. McGuire W., *Steel Structures*. Prentice-Hall, N. Y., 1968.

CAPACITATEA PORTANTĂ A GRINZILOR CU INIMĂ PLINĂ
LA FORFECARE PURĂ

(Rezumat)

S-a determinat capacitatea portantă a inimilor grinzilor cu inimă plină supuse la forfecare pură, atât în domeniul elastic cât și în cel elasto-plastic, considerând teoria diagonalei întinse. Pentru domeniul elasto-plastic, coeficientul η de reducere a modulului de elasticitate se poate determina fie cu formula lui Bleich, fie dezvoltând formulele găsite de autor în teza de doctorat [3], considerând comportarea anizotropă a plăcilor în domeniul elasto-plastic. În final sunt prezentate eforturile unitare tangențiale admisibile în cazul folosirii oțelului OL 37 la poduri metalice nituite (coeficientul de siguranță în ipoteza I, este 1,71).

UN NOU PROCEDEU DE CALCUL A INTERSECȚIEI ÎNAINTE DE

GH. NISTOR, AL. EFTIMIE și C. ACKER

1. Metoda intersecției constituie metoda de bază în îndesirea punctelor de triangulație folosite ca puncte de sprijin în ridicările de detaliu a suprafeței pământului.

Lucrarea își propune să prezinte un nou procedeu de rezolvare a intersecției înainte.

2. Din punctele de triangulație cunoscute, O_1 și O_2 , se vizează punctul P . Se pune problema determinării coordonatelor acestui punct. Problema este rezolvabilă cunoscându-se coordonatele rectangulare ale punctelor O_1 și O_2 și unghiurile U_1 și U_2 , măsurate pe teren și formate de direcția punctelor cunoscute, cu direcțiile din punctele cunoscute către punctul de determinat.

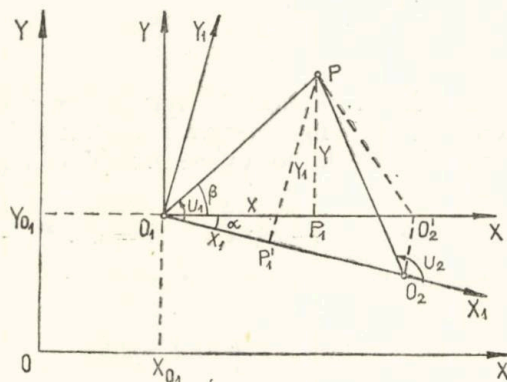


Fig. 1

Se consideră un sistem rectangular cu originea în punctul O_1 , axa absciselor luându-se pe direcția O_1O_2 (fig. 1).

Coordonatele bipolare ale punctului P sînt date de relațiile :

$$Y_1 = \frac{d}{\operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2}, \quad X_1 = \frac{d \operatorname{ctg} U_1}{\operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2}$$

sau

$$Y_1 = \frac{d}{\operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2}, \quad X_1 = Y_1 \operatorname{ctg} U_1.$$

Urmărindu-se determinarea punctului P în sistemul fundamental de axe XO_1Y este necesară o rotație de axe cu unghiul α , punctul O_2 devenind O_2' . Coordonatele punctului P în noul sistem de axe vor fi :

$$X = X_1 \cos \alpha + Y_1 \sin \alpha, \quad Y = -X_1 \sin \alpha + Y_1 \cos \alpha.$$

Substituind X_1 și Y_1 prin valorile de mai sus se obține :

$$\begin{cases} X = \frac{d \operatorname{ctg} U_1}{\operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2} \cos \alpha + \frac{d}{\operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2} \sin \alpha, \\ Y = -\frac{d \operatorname{ctg} U_1}{\operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2} \sin \alpha + \frac{d}{\operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2} \cos \alpha. \end{cases}$$

Se are în vedere că

$$Y = \frac{d \cos \alpha - d \sin \alpha \operatorname{ctg} U_1}{\operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2} = \frac{d \sin \alpha (\operatorname{ctg} \alpha - \operatorname{ctg} U_1)}{\operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2}$$

și deoarece $d \sin \alpha = \Delta Y = Y_2 - Y_1$ se obține :

$$Y = \frac{\Delta Y (\operatorname{ctg} \alpha - \operatorname{ctg} U_1)}{\operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2}.$$

Se observă că înlocuind în această relație $\operatorname{ctg} \alpha$ cu valoarea sa și adunînd abscisa punctului O_1 , după cîteva transformări se ajunge, pe o cale incomparabil mai simplă, la formulele lui Y o u n g.

Notînd

$$\beta = U_1 - \alpha, \quad K = \operatorname{ctg} \alpha - \operatorname{ctg} U_1, \quad L = \operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2,$$

relațiile care permit determinarea punctului P devin :

$$Y = \Delta Y \frac{K}{L}, \quad X = Y \operatorname{ctg} \beta.$$

În cazul în care punctul O_2 este situat deasupra axei absciselor unghiul α este afectat de semnul minus.

3. Deoarece originea sistemului de axe coincide cu centrul sistemului de proiecție și nu cu punctul O_1 , adoptîndu-se notațiile :

$$\delta y = \Delta Y \frac{K}{L}, \quad \delta x = \delta y \operatorname{ctg} \beta$$

formulele cu care se determină punctul P devin :

$$Y_P = Y_{O_1} + \delta y, \quad X_P = X_{O_1} + \delta x.$$

Pentru control se determină coordonatele punctului P dintr-o nouă combinație. Când nu este posibil, pentru verificarea calculului se procedează astfel.

Se notează

$$\delta X_1 = \overline{O_1 P_1} \quad \text{și} \quad \delta X_2 = \overline{P_1 O_2}.$$

Valoarea lui δX_1 se determină cu relația :

$$\delta X_1 = \frac{\Delta Y \operatorname{ctg} \beta (\operatorname{ctg} \alpha - \operatorname{ctg} U_1)}{\operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2} = \delta y \operatorname{ctg} \beta.$$

Ca verificare trebuie să fie satisfăcută egalitatea $\delta x_1 + \delta x_2 = d$, adică $x_2 = d - \delta x_1$, sau

$$\delta x_2 = d - \frac{\Delta Y \operatorname{ctg} \beta (\operatorname{ctg} \alpha - \operatorname{ctg} U_1)}{\operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2} = \frac{-\Delta Y - \Delta x \operatorname{ctg} U_1 + dL}{L}.$$

Dacă egalitatea $\delta x_1 + \delta x_2 = d$ nu este satisfăcută înseamnă că coordonatele punctului P sînt greșite iar calculul se reface.

4, Se prezintă următorul exemplu de calcul.

Din punctele 47 și 51 se determină punctul 40. În tabelul 1 se calculează elementele ΔX , ΔY , $\operatorname{ctg} \alpha$ și α , valabile pentru toate punctele noi care se vor determina din cele două puncte cunoscute. Calculele se efectuează în următoarele etape :

a) În tabelul 2, în prima coloană, se trec, în ordine, mărimile unghiurilor U_2 , U_1 și α . Scăzîndu-se din U_1 pe α se obține unghiul $\beta = 73.56.51$.

b) În coloana a doua se trec valorile naturale $\operatorname{ctg} U_2$, $\operatorname{ctg} U_1$, $\operatorname{ctg} \alpha$ și $\operatorname{ctg} \beta$. Direct în tabel, se efectuează operațiile $L = \operatorname{ctg} U_1 - \operatorname{ctg} U_2 = +1,320710$ și $K = \operatorname{ctg} \alpha - \operatorname{ctg} U_1 = +14,126985$.

c) Se execută la mașină

$$\delta Y = \Delta Y \frac{K}{L} = 316,07 \frac{14,726985}{1,320710}$$

obținîndu-se în totalizator 3 524,44 după care, înscrîndu-se valoarea $Y_{47} = 5\,607,93$ și adunînd, se obține în totalizator $Y_{40} = 9\,132,37$, care se notează în tabel.

d) Se rotește manivela în sens negativ răminînd în totalizator valoarea 3 524,44 care se ridică automat în inceptor, după care se înmulțește cu $\operatorname{ctg} \beta = 0,440875$. La totalizator apare valoarea $\delta x = 1\,553,84$.

Se înscrie $X_{47} = 5\,438,18$ și adunîndu-se se citește în totalizator valoarea $X_{40} = 6\,992,02$, care se notează în tabel.

Verificarea calculului se efectuează calculînd

$$\delta x_1 = \delta y \operatorname{ctg} \beta = 1\,553,84$$

și

$$\delta x_2 = \frac{-\Delta Y - \Delta x \operatorname{ctg} U_1 + dL}{L} = 3\,226,43.$$

Se determină suma $\delta x_1 + \delta x_2 = 1\,553,84 + 3\,226,43 = 4\,780,27$.

Distanța determinată din coordonatele punctelor cunoscute, obținută în tabelul 1, este $d = 4\,780,25$. Diferența de numai 2 cm duce la concluzia că coordonatele punctului 40 au fost corect calculate.

Tabelul 1

Pct.	Coordonatele absolute		$\operatorname{ctg} \alpha$ α	$\frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}$ d
	X	Y		
51	10 207,95	5 291,86	15,090960	0,066120
47	5 438,18	5 607,93		0,997812
Δ	4 769,77	316,07	4.21.24	4 780,25

Tabelul 2

Unghiuri	Valori naturale
	$L = 1,320710$
$U_2 = 148.59.26$	$\operatorname{ctg} U_2 = -0,956735$
$U_1 = 77.77.75$	$\operatorname{ctg} U_1 = 0,363975$
$\alpha = 4.21.24$	$\operatorname{ctg} \alpha = 15,090960$
$\beta = 73.56.51$	$K = 14,726985$
$\delta x = 1\,553,84$	$\operatorname{ctg} \beta = 0,440875$
$X_{40} = 6\,692,02$	$\delta y = 3\,524,44$
	$Y_{40} = 9\,132,37$

Concluzii

Procedeul de calcul a intersecției înainte, prezentat în această lucrare, contribuie la îmbogățirea gamei posibilităților de rezolvare a acestei probleme. Este un procedeu economic în privința timpului de rezolvare, permițînd un calcul la mașină simplu și continuu.

Procedeul devine foarte avantajos, în special cînd din două puncte cunoscute se determină un număr mai mare de puncte noi, elementele tabelului 1 fiind comune tuturor punctelor.

De asemenea, calculul se conduce ușor deoarece valorile δx și δy sînt totdeauna pozitive în raport cu punctul de origine, O_1 . Spre deosebire de alte rezolvări, procedeul expus are avantajul de a permite și o verificare a calculului fără a fi necesară o nouă combinație.

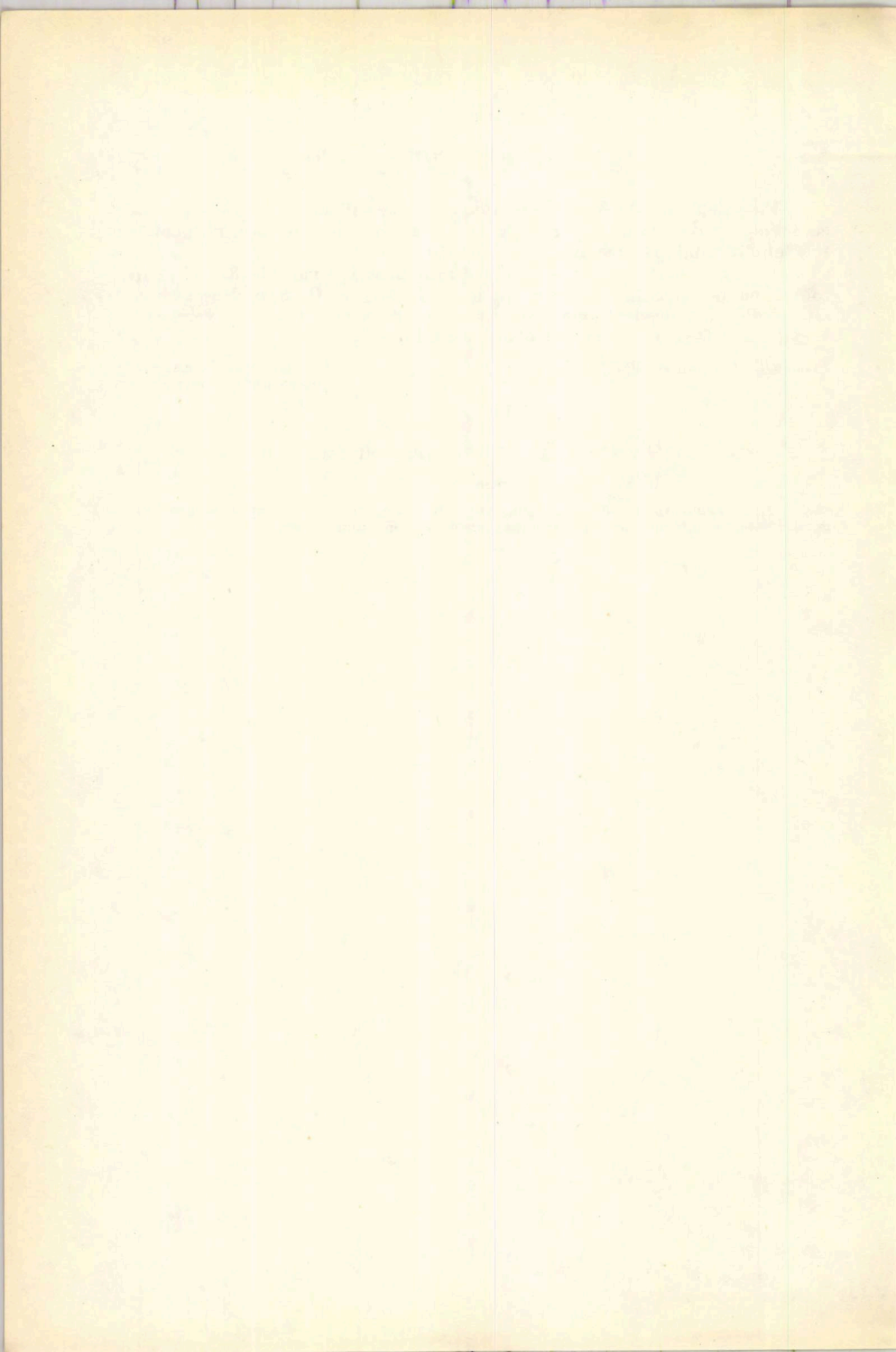
Primită la 7 februarie 1973

*Institutul politehnic, Iași,
Laboratorul de topografie*

НОВЫЙ МЕТОД РЕШЕНИЯ ПРЯМОЙ ЗАСЕЧКИ

(Резюме)

Представляется новый метод решения прямой засечки, используемый для слу- щения триангуляционных точек и приводится пример вычисления.



CONSIDÉRATIONS CONCERNANT LES PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DU LOESS DE LA VILLE DE JASSY, PAR L'ÉTUDE STATISTIQUE DES DONNÉES GÉOTECHNIQUES EXISTENTES

PAR

AL. CIORNEI et TUDOR SILION

1. Introduction

L'introduction des études statistiques dans les projets de géotechnique des terres loessoidales a un double but, à savoir, la détermination des valeurs représentatives et de la dispersion des caractéristiques spécifiques du loess.

La détermination des valeurs représentatives et de la dispersion des caractéristiques géotechniques permet de constater – du point de vue quantitatif – l'irrégularité des terres loessoidales.

En établissant des corrélations entre les caractéristiques géotechniques des épreuves prélevées en carottiers et monolithes, on détermine, indirectement, la valeur des caractéristiques du loess des épreuves non troublées en fonction de celles récoltées en carottiers.

L'irrégularité des terres a déterminé la limitation de la synthèse statistique des caractéristiques à un territoire restreint, en appartenant à la même formation géologique (loess), dans le cadre de la même unité géomorphologique.

La zone recherchée (Z_T – fig. 1) se trouve à Jassy, sur la terrasse moyenne de la colline de Șorogari, à une différence approximative de 30 m par rapport au bord de la rivière Bahlui.

La structure géologique de la zone (section $A-A$ – fig. 2) est composée d'un paquet de couches quaternaires (les couches 1-5 – fig. 2) dont fait partie le paquet étudié même.

L'épaisseur du paquet de loess varie entre 5,5...11,0 m par rapport à la surface du terrain et, dans la zone recherchée, a une moyenne de 8 m. Le niveau de l'eau est relativement bas – en moyenne, sous 11,0 m – ses limites en oscillant entre 8...16 m.



Fig. 1. — Emplacement de la zone étudiée (Z_T) et du polygone expérimental (P_S) dans le cadre de la zone intra-muros de Jassy; la zone hachurée représente la surface couverte par des terres loessoidales de la ville de Jassy.

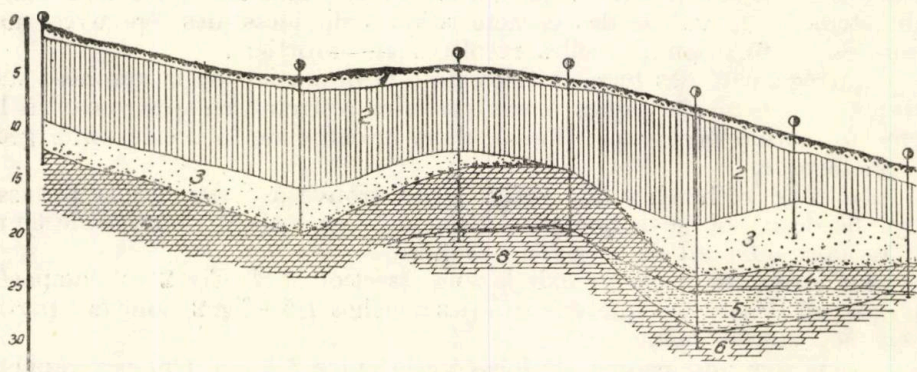


Fig. 2. — Profil transversal A-A de la zone étudiée (Z_T); la stratification :
1 — terre végétale ; 2 — loess ; 3 — sable avec du gravier à la base, 4 — argile limoneuse,
5 — sable argileux, 6 — argile marneuse.

Les études statistiques proposées ont été effectuées par la valorification des dates des études géotechniques du fond existant, initiées pour le quartier d'habitations Tătărași de Jassy.

Les effets de cette valorification sont immédiats, à savoir, la réduction du volume des prospections, l'élimination de quelques déterminations courantes des laboratoires géotechniques, donc le rabais des études géotechniques.

2. Variation en profondeur des indices géotechniques du territoire étudié (Z_T) en fonction des valeurs moyennes et de la diffusion

Les dates sélectionnées des études géotechniques ont permis la détermination — de mètre en mètre — des valeurs moyennes ($\bar{x}$), de la déviation standard (σ) et du coefficient de variation ($\sigma/\bar{x}$).

Le loess de Jassy — Tătărași, contenu dans l'intervalle marqué en fig. 3 (déterminé par la superposition de 142 courbes granulométriques), est caractérisé, du point de vue granulométrique, par des argiles limoneuses et limons argileux.

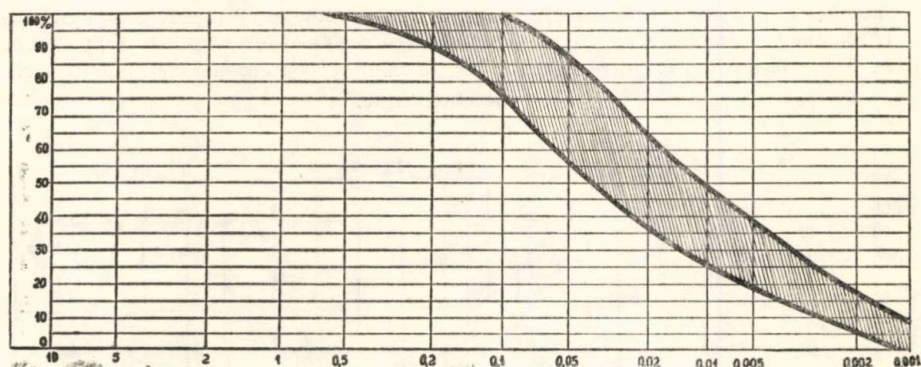


Fig. 3. — Intervalle déterminé par les courbes granulométriques (142 courbes) du loess de Jassy.

Pour étudier la variation des caractéristiques granulométriques ont été analysées, du point de vue statistique, un nombre de 1 083 épreuves.

En examinant la fig. 4 on observe que, du point de vue granulométrique, le loess de Jassy présente une stabilité sur verticale.

De ces fractions, au nombre de trois, la proportion d'argile (30%) est relativement constante dans toute la profondeur du paquet de loess.

La fraction dominante du loess de Jassy — le limon — présente une valeur constante autour de 45%, sauf la partie voisine à la surface du paquet de loess.

La diffusion en profondeur des valeurs moyennes des caractéristiques granulométriques (fig. 4 b), relevée par la déviation standard (σ), présente des variations insignifiantes en profondeur.

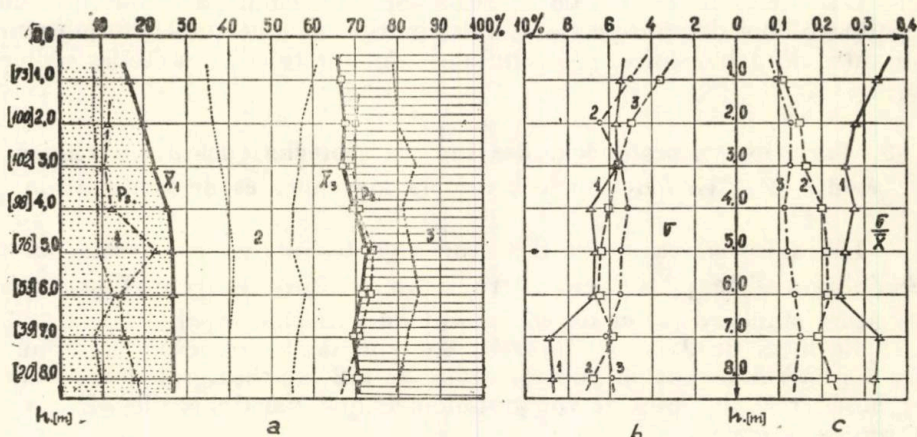


Fig. 4. — Variation en profondeur (h_m) des fractions granulométriques : 1 — sable, 2 — limon, 3 — argile ; a — valeurs moyennes ($\bar{x}$), valeurs du polygone expérimental (P_s), champ de variation (ligne ponctuée) ; b — déviation standard (σ) ; c — coefficient de variation ($\sigma/\bar{x}$) ; entre parenthèses, le nombre des épreuves étudiées du point de vue statistique.

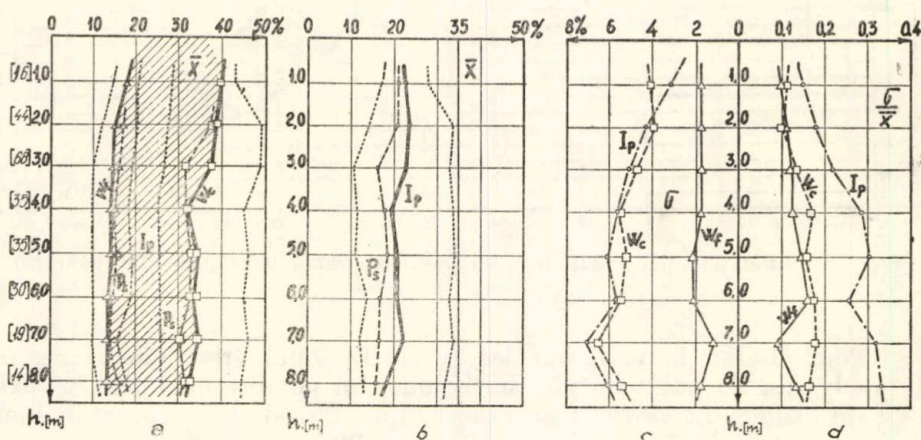


Fig. 5. — Valeurs des caractéristiques pour des profondeurs différentes (h) : a — la limite de plasticité (W_f) et la limite de liquidité (W_c) ; b — l'indice de plasticité (I_p) ; a, b — les valeurs moyennes ($\bar{x}$), valeurs du polygone expérimental (P_s), champ de variation (ligne ponctuée) ; la surface hachurée représente la variation de l'indice de plasticité ; c — déviation standard (σ) ; d — coefficient de variation ($\sigma/\bar{x}$) ; entre parenthèses, le nombre des épreuves étudiées du point de vue statistique.

La fraction limoneuse a la diffusion en profondeur la plus constante, suivie, à petites différences, par l'argile et le sable.

Pour constater la variation des caractéristiques de plasticité ont été étudiées, du point de vue statistique, 783 épreuves.

Pour les caractéristiques de plasticité (W_f , W_c , I_p — fig. 5 et 6), on observe une très accentuée stabilité en profondeur, surtout en ce qui concerne la limite de plasticité.

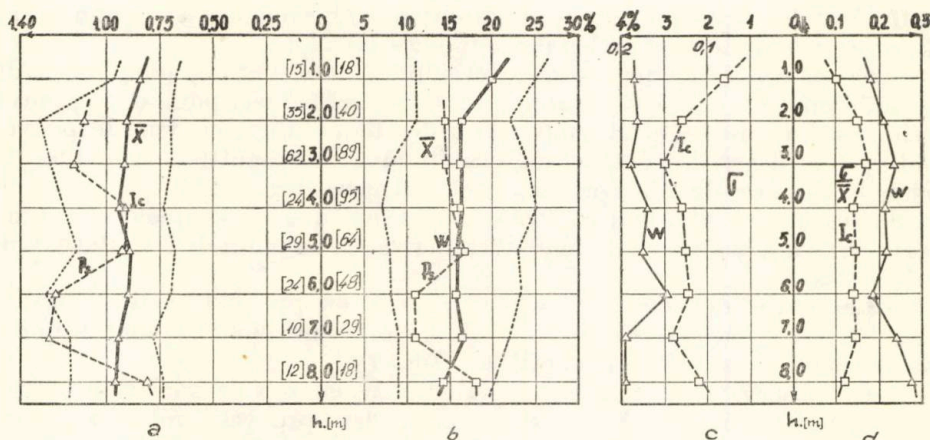


Fig. 6. — Variation en profondeur (h_m) de l'indice de consistance I_c (a) et de l'humidité naturelle W (b): a, b — valeurs moyennes ($\bar{x}$), valeurs du polygone expérimental (P_s), champ de variation (ligne ponctuée); c — déviation standard (σ); d — coefficient de variation ($\sigma/\bar{x}$); entre parenthèses, le nombre des épreuves étudiées du point de vue statistique.

Par suite de la stabilité des limites de plasticité, les valeurs moyennes de l'indice de plasticité (I_p — fig. 5 b) sont à peu près constantes autour de la valeur de 20%, qui représente la frontière entre les terres de plasticité moyenne et grande.

La diffusion des caractéristiques de plasticité du loess de Jassy est réduite. Quant aux variations des déviations standard sur verticale (fig. 5 c) on remarque la valeur très petite (2%) et constante de la limite de plasticité.

Pour les caractéristiques géotechniques non permanentes (qui présentent des variations pendant le temps) ont été analysées, du point de vue statistique, 211 épreuves pour l'indice de consistance (I_c) et 401 épreuves pour l'humidité naturelle.

Les valeurs moyennes ($\bar{x}$) des caractéristiques non permanentes (fig. 6 a, b) présentent une remarquable stabilité en profondeur, l'indice de consistance ayant des valeurs pratiquement constantes (0,90) et l'humidité naturelle des valeurs autour de 16%.

Les champs de variation (fig. 6 a, b) de ces deux indices (I_c , W) montrent que les loess de Jassy sont contenus dans l'intervalle des terres plastique-épais et terres dures – du point de vue de I_c – et que l'écartement du champ de variation de l'humidité naturelle est de $2/3$ sous la valeur de 20% – l'une des conditions pour que la terre soit considérée sensible au trempage.

Les diffusions de l'indice de consistance et de l'humidité naturelle ont des valeurs réduites ($\sigma = 3,5\%$ pour W et 0,12 pour I_c – fig. 6 c). Le coefficient de variation est approximativement constant et a une même allure en profondeur pour les deux indices (W , I_c).

En ce qui concerne les caractéristiques de structure, porosité et degré d'humidité, l'analyse statistique a été effectuée pour des épreuves prélevées des carottiers et pour celles des monolithes, en vue de pouvoir souligner le degré de compactage des épreuves du carottiers. Ont été étudiées un nombre de 265 épreuves pour les porosités et 281 épreuves pour les degrés d'humidité. Nous faisons la mention que, pour quelques profondeurs (6...8 m), le nombre des épreuves analysées, du point de vue statistique, a été sous 10.

Les variations des valeurs moyennes en profondeur des porosités récoltées (des carottiers – 50% et des monolithes – 45%) sont approximativement constantes et parallèles (fig. 7 a).

On observe que la limite supérieure du champ de variation pour le degré d'humidité (S) dépasse 0,6 – pour des épreuves prélevées des carottiers (0,7) et sous 0,6 – pour celles prélevées des monolithes. La condition $S \leq 0,6$ caractérise les terres sensibles au trempage.

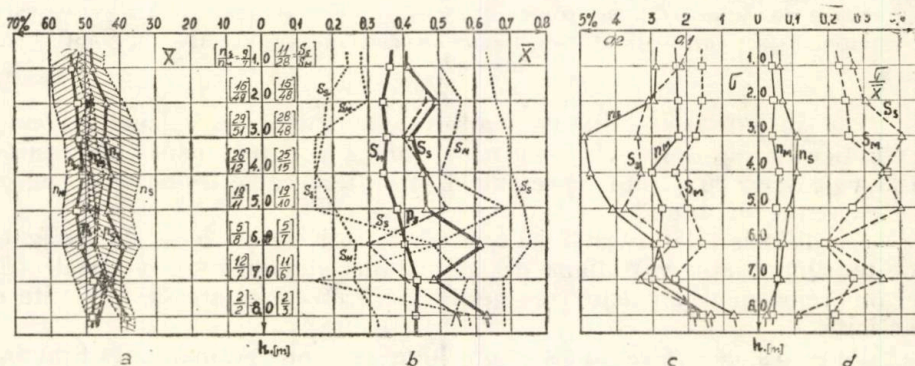


Fig. 7. — Valeurs des porosités 53% (a) et du degré d'humidité S (b) des épreuves prélevées des monolithes (n_M , S_M) et carottiers (n_S , S_S) à différentes profondeurs (h_m): a, b — valeurs moyennes ($\bar{x}$), valeurs du polygone expérimental (P_S), champ de variation (ligne ponctuée), les surfaces hachurées représentent les champs de variation de la porosité prélevées des monolithes et carottiers; c — déviation standard (σ); d — coefficient de variation ($\sigma/\bar{x}$); entre parenthèses, le nombre des épreuves étudiées du point de vue statistique.

Pour des épreuves prélevées des monolithes, par rapport à ceux des carottiers, la diffusion des caractéristiques de structure est constante ayant une petite valeur (2% – pour n et 0,1 – pour S).

Quant aux caractéristiques mécaniques ont été analysées un nombre de 158 épreuves – pour la sensibilité à l'humectation à 3 kg/cm² (i_{m3}), 144

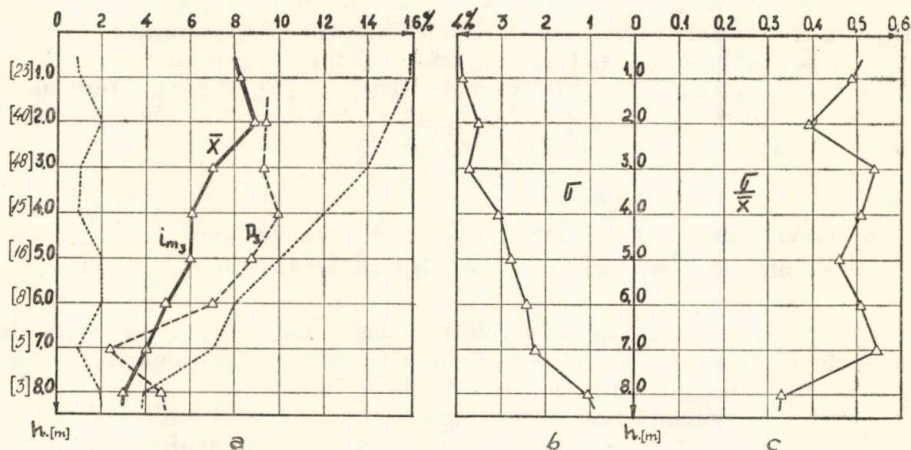


Fig. 8. — Variation de la sensibilité à l'humectation à 3 kg/cm² (i_{m3}), en profondeur (h_m): a — valeurs moyennes ($\bar{x}$), valeurs du polygone expérimental (P_s), champ de variation (ligne ponctuée); b — déviation standard (σ); c — coefficient de variation ($\sigma/\bar{x}$); entre paranthèses, le nombre des épreuves étudiées du point de vue statistique.

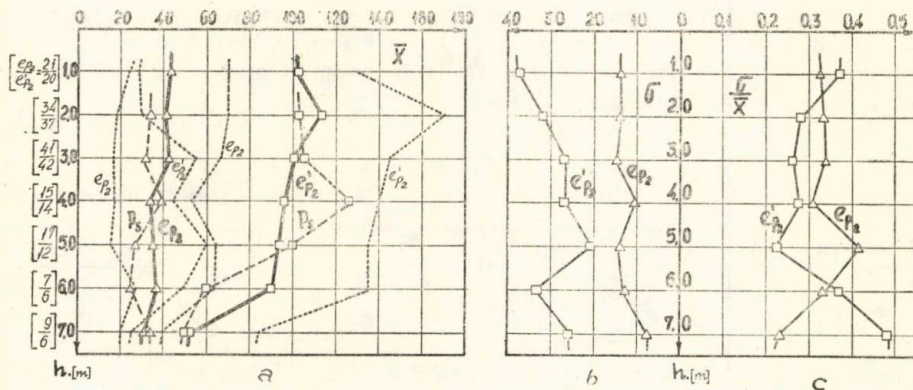


Fig. 9. — Valeurs des tassements spécifiques à 2 kg/cm² du loess inondé (e'_{p2}) et non inondé (e_{p2}): a — valeurs moyennes ($\bar{x}$), valeurs du polygone expérimental (P_s), champ de variation (ligne ponctuée); b — déviation standard (σ); c — coefficient de variation ($\sigma/\bar{x}$); entre paranthèses, le nombre des épreuves étudiées du point de vue statistique.

épreuves – pour le tassement spécifique à 2 kg/cm^2 du loess non inondé (e_{p2}) et 137 épreuves – pour le tassement spécifique à 2 kg/cm^2 du loess inondé (e'_{p2}).

La sensibilité à l'humectation à 3 kg/cm^2 – caractéristique principale du loess – oscille naturellement de la surface du paquet en profondeur (de 8,5 cm à 2,5 cm – fig. 8 a). Pour les indices du tassement spécifique à 2 kg/cm^2 , les valeurs moyennes varient en profondeur.

De ces indices, le tassement spécifique à 2 kg/cm^2 du loess non inondé présente une diffusion constante en profondeur (fig. 9 b, c). Pour les indices mécaniques du loess inondé (i_{m3} et e'_{p2}), l'écart du champ de variation est extrêmement grand (fig. 8 a et 9 a).

3. Comparaison statistique des indices géotechniques du polygone expérimental Șorogari (P_s) avec les indices du territoire étudié

Pour l'élucidation de la fondation des constructions sur loess dans la ville de Jassy, sur la terrasse supérieure de la colline de Șorogari (P_s – fig. 1), ont été effectuées des expériences à l'échelle naturelle.

Cette expérimentation a eu comme but la cristallisation d'une série de problèmes, à savoir : la détermination de la groupe de sensibilité au trempage, le tassement sous poids propre, le tassement du chaque couche et l'avancement du front d'humidité.

Dans l'enceinte du polygone expérimental (P_s), l'épaisseur du paquet de loess est de 10 m (la couche de remplissage à la surface est de 2 m).

Dans le tableau 1 sont donnés les indices statistiques (σ_s , σ_s/P_s) pour des profondeurs de mètre en mètre, pour les principales caractéristiques géotechniques du territoire étudié (Z_T) par rapport aux ceux de l'enceinte du polygone expérimental (P_s).

Tab

Diffusion des caractéristiques géotechniques du polygone expérimental

h m	$H_{(1)}$			$P_{(2)}$			$A_{(3)}$			W_f			W_c			I_p			I_c		
	P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$	P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$	P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$	P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$	P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$	P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$	P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$
2	11	10,5	0,95	59	12,4	0,21	30	5,4	0,18	16,8	2,8	0,16	37,3	4,1	0,11	20,5	5,6	0,27	1,11	0,25	0,22
3	10	13,6	1,36	59	15,5	0,26	31	5,8	0,18	15,8	2,2	0,14	31,8	7,0	0,22	16	8,5	0,53	1,15	0,27	0,23
4	12	14,9	1,24	58	14,6	0,25	30	6,0	0,20	13,6	1,7	0,12	32	5,6	0,17	18,3	5,6	0,31	0,91	0,13	0,14
5	23	7,1	0,31	51	9,1	0,18	26	6,5	0,25	14,7	2,3	0,15	33,5	5,2	0,15	18,5	6,2	0,33	0,89	0,12	0,14
6	14	14,3	1,02	59	18,6	0,31	27	7,0	0,26	14,7	2,6	0,17	32,4	5,7	0,17	16,5	6,8	0,40	1,24	0,39	0,31
7	15	14,3	0,96	56	16,6	0,30	29	6,1	0,21	13,8	1,4	0,10	30	7,9	0,26	16,3	9,3	0,58	1,27	0,36	0,28
8	18	12,2	0,68	49	9,4	0,19	33	7,4	0,22	15,7	3,2	0,20	31,2	5,4	0,17	15,7	6,4	0,40	0,81	0,21	0,26

Les valeurs des fractions granulométriques de l'enceinte du polygone expérimental (P_s —fig. 4a) font partie du domaine de variation des indices du territoire étudié (Z_T). Pour le sable les valeurs des indices du polygone expérimental (P_s) sont proches aux valeurs minimum du domaine de variation; pour la fraction d'argile elles coïncident presque avec les valeurs moyennes de la zone étudiée; pour la fraction limoneuse les valeurs sont plus grandes par rapport aux valeurs moyennes de la zone étudiée (Z_T). Donc, dans l'enceinte du polygone expérimental le paquet de loess a une quantité plus grande de limon, au détriment de celle de sable.

Pour les fractions de sable et limon la déviation moyenne standard (σ_s) des indices du polygone expérimental (P_s), par rapport aux ceux de la zone étudiée (Z_T), est importante (approximativement 13,5%). Pour l'argile elle reste la même, comme dans le territoire étudié (Z_T).

En ce qui concerne les limites d'Atterberg et, spécialement, la limite de plasticité, les valeurs (P_s) sont presque identiques avec celles du territoire étudié (Z_T — fig. 5). La diffusion sur horizontale des indices (P_s) par rapport aux ceux du territoire étudié (Z_T) a le même ordre de grandeur que la diffusion sur verticale (Z_T — fig. 5 c, d).

La variation de l'indice de consistance au puits du polygone expérimental s'approche à celle de la catégorie des terres dures (fig. 6).

La diffusion sur horizontale (σ_i) des valeurs de l'indice de consistance (I_c) est, en moyenne, deux fois plus grande par rapport à la diffusion sur verticale du territoire étudié (fig. 6 c).

La porosité du paquet loessoidal du puits du polygone expérimental a des valeurs identiques aux porosités du territoire étudié (Z_T) récoltées des monolithes.

Les diffusions (σ_s et σ_s/P_s) ont les mêmes valeurs que pour le reste du territoire.

leau 1

Șorogari (P_s) par rapport aux indices de la zone Tătărași (Z_T)

W			n			ε			S			e_{p2}			e'_{p2}			i_{m3}		
P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$	P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$	P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$	P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$	P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$	P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$	P_s	σ_s	$\frac{\sigma_s}{P_s}$
14,4	4,2	0,29	49,4	4,0	0,08	0,80	0,30	0,38	0,46	0,14	0,31	33	17,8	0,54	103	30,3	0,29	9,4	3,6	0,38
14,4	4,4	0,31	49,7	3,0	0,06	0,98	0,14	0,15	0,40	0,10	0,25	31	21,2	0,69	105	26,3	0,25	9,3	4,4	0,46
15,7	3,4	0,22	48,7	3,7	0,07	0,84	0,24	0,29	0,46	0,16	0,35	39	11,8	0,30	127	30,4	0,24	10,0	4,8	0,48
16,9	3,9	0,23	47	6,4	0,13	0,91	0,25	0,27	0,52	0,21	0,41	27	16,7	0,62	100	19,9	0,20	8,8	4,2	0,46
11	6,5	0,59	47	5,3	0,11	0,89	0,19	0,22	0,29	0,14	0,49	25	18,2	0,73	60	32,6	0,54	5,1	2,5	0,49
11	6,7	0,63	45,2	4,6	0,10	0,72	0,26	0,36	0,40	0,12	0,31	33	8,1	0,24	51	25,6	0,50	2,4	2,8	1,10
18,2	5,6	0,31	48,7	1,1	0,02	0,94	0,08	0,09	0,56	0,17	0,30	25	12,7	0,50	52	—	—	4,8	2,1	0,43

Le degré de saturation du loess du polygone (P_s) suit, jusqu'à une profondeur de 5 m, l'allure des valeurs moyennes des épreuves récoltées des carottiers (fig. 7 b).

La diffusion sur horizontale (σ_s) est semblable à la diffusion sur verticale des épreuves récoltées des carottiers.

Les caractéristiques mécaniques (e_{p2} , e'_{p2} , i_{m3}) du loess du polygone expérimental (P_s) ont, approximativement, l'allure des valeurs moyennes du territoire étudié (fig. 8 et 9).

4. Compactage des épreuves récoltées en carottiers par rapport aux épreuves récoltées des monolithes

Par le groupement des porosités en profondeur on observe (fig. 7) que l'allure des moyennes des épreuves prélevées des carottiers est analogue à celle des épreuves récoltées des monolithes.

En groupant les porosités en fonction d'humidité, on remarque une augmentation de la différence entre les porosités, dans l'intervalle $W = 6 \dots 18\%$, $n = f(W)$.

Les droites de corrélation (fig. 10), pour les valeurs moyennes des porosités déterminées sur des épreuves prélevées en carottiers et monolithes, ont les équations :

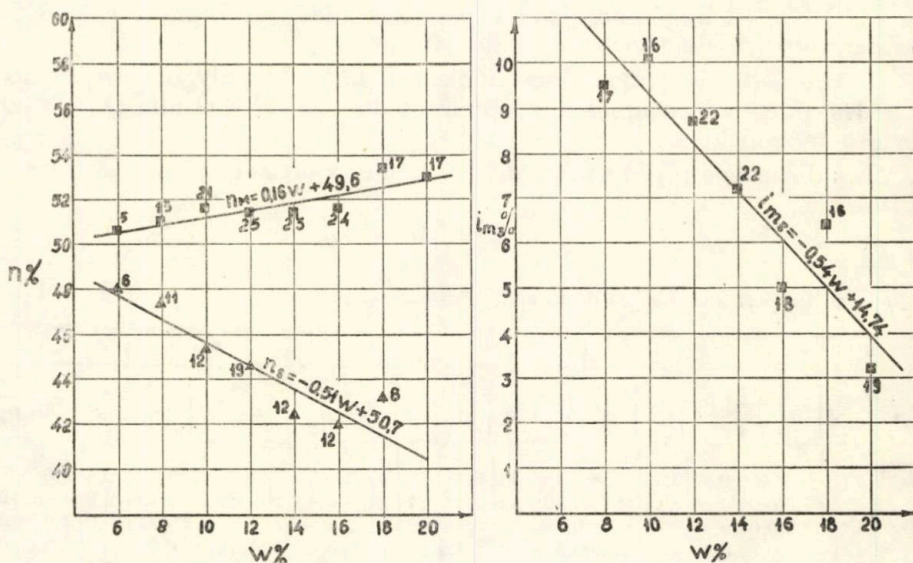


Fig. 10. — Corrélations des indices caractéristiques du loess: a — corrélation $n = f(W)$ pour les épreuves prélevées des monolithes et carottiers, b — corrélation $i_{m3} = f(W)$ pour les épreuves prélevées des monolithes; les chiffres de l'intérieur du graphique indiquent le nombre des épreuves qui ont donné la moyenne respective.

$$(1) \quad n_M = 0,16W + 49,6, \quad (2) \quad n_S = -0,51W + 50,7.$$

En analysant ces deux droites (fig. 10 a), on observe une pente plus accentuée pour la porosité des épreuves prélevées des carottiers, en indiquant une dépendance plus grande par rapport à l'humidité.

En éliminant l'humidité W entre les équations (1) et (2), il résulte la relation suivante entre les deux porosités :

$$(3) \quad n_M = -0,31 n_S + 65,5.$$

À l'aide de cette relation on peut corriger, dans l'intervalle $W = 6...18\%$, la porosité prélevée des carottiers, en obtenant de la sorte une valeur rapprochée à celle des monolithes.

Les épreuves prélevées du monolithe (les épreuves des carottiers manquent) ont aidé à la détermination de la droite de corrélation $i_{m3} = f(W)$ pour les valeurs moyennes de l'humidité W dans l'intervalle $W = 8...20\%$.

L'équation de cette droite :

$$(4) \quad i_{m3} = -0,54W + 14,7,$$

met en évidence la dépendance essentielle de la sensibilité à l'humectation naturelle. À un écart de 2% de W correspond une variation de 1% de la sensibilité à l'humectation.

Cette relation facilite la détermination approximative de la sensibilité à l'humectation en fonction de l'humidité naturelle.

5. Conclusions

En établissant les valeurs moyennes et la diffusion obtenues par l'étude statistique des indices géotechniques des recherches existantes, on constate la stabilité sur verticale des caractéristiques permanentes du loess de Jassy (Tătărași).

Il faut souligner que cette constance des valeurs des indices géotechniques peut déterminer une réduction substantielle du nombre d'analyses granulométriques et de plasticité, qui nécessitent un grand effort.

L'étude statistique d'un très grand nombre de dates pour les indices principales géotechniques fournit une image complète concernant le loess de Jassy.

La diffusion pour la valeur moyenne des indices permanents et non permanents du loess de Jassy est, du point de vue quantitatif, réduite (2...6%); on prouve, de la sorte, que la terre macroporifique étudiée présente un degré d'irrégularité réduit.

Pour les caractéristiques d'état des terres sensibles à l'humectation, les études statistiques ont mis en évidence un compactage des épreuves des carottiers par rapport aux épreuves prélevées des monolithes. Donc il paraît

que l'emploi, à présent, des épreuves prélevées en carottiers pour les terres sensibles à l'humectation n'est pas rationnel.

De l'étude statistique comparative sur horizontale entre les indices géotechniques du polygone expérimental (P_s) et ceux du territoire étudié (Z_T), il résulte que les conclusions applicables pour la fondation sur terre loessoidale, sont aussi valables pour l'entière zone étudiée.

Par la détermination des corrélations entre la porosité et l'humidité on aboutit à la possibilité de corriger les indices déterminés sur des épreuves des carottiers en vue du rapprochement de la valeur des ceux des monolithes.

Les études statistiques font possible l'obtention des dates informatives sur la sensibilité à l'humectation, par l'entremise de l'humidité naturelle (dont la détermination exige seulement des épreuves troublées).

Reçue le 20 mars 1972

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Géotechnique et Fondations

BIBLIOGRAPHIE

1. Bally R. J., Perlea V., *Sintetizarea statistică a caracteristicilor geotehnice cu aplicare la loessurile de pe amplasamentul orașului Galați*. St. de geotehn., fundații și constr. hidrot., 7, 147—221 (1964).
2. Sonto E. B., Silveira I., *Statistical Research on Stress-Strain Characteristics of Typical Compacted Soil under Different Molding Parameters*. Proc. Sixth Int. Conf. SMFE, Montreal, 1, 364 (1965).
3. Lumb P., *The Variability of Natural Soils*. Canad. Geotechn. J., 3, 2, 74 (1967).
4. Karmeli D., Kinski J., Binstock R., *Statistical Models in the Study of Soil Properties*. Technion, Haifa, 29, November 27 (1967).

CONSIDERAȚII ASUPRA PROPRIETĂȚILOR FIZICE ALE LOESSULUI DIN ORAȘUL IAȘI PRIN PRELUCRAREA STATISTICĂ A DATELOR GEOTEHNICE EXISTENTE

(Rezumat)

Prelucrarea statistică a unui număr foarte mare de date din studiile geotehnice existente a permis o revalorificare utilă a acestora.

Prin stabilirea valorilor medii și a împrăstierii obținute prin prelucrarea statistică a indicilor geotehnici, se constată stabilitatea pe verticală a caracteristicilor permanente ale loessului de Iași.

Determinarea corelațiilor între porozități și umiditate face posibilă corectarea, datorită îndesării, a indicilor determinați din ștuțuri, în vederea apropierii de valoarea celor din monoliți.

Prelucrările statistice fac posibilă obținerea de date informative asupra sensibilității la înmuiere prin intermediul umidității naturale.

CONTRIBUȚII LA STUDIUL VARIAȚIILOR SEZONIERE DE VOLUM ALE STRATULUI DE FUNDARE DIN LUNCA RÎULUI BAHLUI ȘI INFLUENȚA ACESTORA ASUPRA COMPORTĂRII CONSTRUCȚIILOR

Nota III₁

DETERMINAREA EXPERIMENTALĂ A COEFICIENȚILOR DE CONTRACȚIE

DE

TUDOR SILION și N. BOȚI

1. Introducere

Cunoașterea deformațiilor reprezintă una din problemele fundamentale în studiul materialelor și elementelor de construcții, deoarece, atunci cînd sînt depășite anumite limite, este periclitată stabilitatea sau exploatarea normală a acestora.

La aprecierea proprietăților constructive—în cazul pămînturilor—care constituie terenul de fundație pe care se reazemă construcțiile, sau care constituie materialul din care sînt realizate, apariția unor deformații ce depășesc anumite limite conduce la degradarea construcțiilor.

Variațiile de volum, datorită fenomenelor de contracție—umflare, ca urmare a modificării umidității pămînturilor argiloase, sînt periculoase prin consecințele pe care le au [2], [13].

Este cunoscut faptul că Atterberg a definit, în anul 1905, trei limite care separă stările de curgere, plasticitate și contracție, a unui pămînt cu particule fine și a stabilit că volumul și umiditatea se află, între anumite limite, într-o dependență liniară [5].

Deformarea argilelor cu contracții mari este legată de schimbul de apă dintre pămînt și mediul înconjurător. Procesul de deformare nu se reduce la un proces de suprafață, limitat exclusiv la contactul dintre pămînt și acest mediu. El se dezvoltă în masa pămîntului fiind însoțit de migrația apei spre suprafața exterioară și invers [3].

În cele ce urmează se studiază experimental fenomenele de contracție ale pămîntului din șesul rîului Bahlui, zona orașului Iași [9].

În vederea efectuării acestor cercetări trebuie precizat, în primul rînd, ce s-a realizat pe plan mondial în domeniul pămînturilor contractile, iar în al doilea rînd, care sînt criteriile care stau la baza aprecierii comportării lor.

Studiile efectuate cu probe de argilă, din zona orașului Iași, au arătat că aceste pământuri sînt contractile și depășesc limitele recomandate de normativele în vigoare.

Datorită activității chimice foarte importante și contracției mari, care sînt tipice fracțiunilor fine de pământuri argiloase, s-a intenționat să se asocieze limitele de contracție cu un nou parametru referitor la aceste proprietăți. Parametrul propus pentru acest scop îl constituie contracția, de exemplu contracția de volum produsă de variația conținutului de apă [4].

1.1 Stadiul actual al cercetării

Pentru a pune în evidență fenomenele de contracție — umflare numeroși cercetători urmăresc variațiile de volum ale unor probe de pământ, atunci cînd deformațiile laterale sînt complet libere.

Astfel, în anul 1923, H a i n e s a urmărit modificările de volum ale unor probe de argilă saturate, cu ajutorul deplasării unor volume de mercur. Curba de contracție (dependența variației specifice de volum) — umiditate se prezintă sub forma unei linii frînte [1].

W o o l t o r t o n [1], pentru a studia contracția, a recurs la o diagramă care are în abscisă umiditatea w , exprimată ca raport de greutate, și în ordonată volumul V_{100} , corespunzător la 100 g de schelet mineral. Pentru porțiunea la care materialul rămîne saturat curba de contracție se reduce la o dreaptă înclinată la 45° . În general, în ceea ce privește modul de reprezentare folosit de W o o l t o r t o n, este de observat că nu diferă cu nimic de abaca T e r r a c i n a, care are aceleași coordonate [1].

Dintre criteriile cele mai folosite în aprecierea cantitativă a variațiilor de volum ale pămînturilor contractile, sînt coeficienții de contracție liniară, de suprafață și de volum.

L î k o v [7] propune următoarea expresie pentru coeficientul de contracție liniară :

$$(1) \quad \alpha_l = \frac{\varepsilon_l}{(W_L - W_S) - \varepsilon_l W_L}$$

unde $\varepsilon_l = (l - l_0)/l_0$ reprezintă contracția liniară specifică. Tot L î k o v stabilește între coeficienții de contracție următoarele dependențe :

$$(2) \quad \alpha_s = 2\alpha_l, \quad (3) \quad \alpha_v = 3\alpha_l.$$

Experiențele efectuate cu cuburi din turbă, prin metoda parafinării, au furnizat o relație liniară între raportul volumului V_0 al cubului, volumul V și umiditatea W . Pentru coeficienții de contracție a găsit valorile : $\alpha_v = 0,00357$, $\alpha_l = 0,0012$. Pentru argila din zăcămintul Kucino, $\alpha_{med} = 0,045$, valorile lui α_l variind între 0,0039 și 0,0049, iar pentru argila din zăcămintul de la Nijnie-Korli, $\alpha_l = 0,0070$.

Studiind mai îndeaproape legea contracției, K é z d i A r p á d [6] arată că variația de volum este egală cu cantitatea de apă evaporată, adică :

$$\Delta V = V - V_0 = \frac{(W_L - W_S)m_0}{\rho_w},$$

de unde rezultă :

$$(4) \quad W_L - W_S = \frac{V - V_0}{V_0} \cdot \frac{\rho_w V_0}{m_0}.$$

Expresia $(V - V_0)/V_0 = \epsilon_v$ reprezintă variația specifică de volum, $m_0/v_0 = \rho_{ts}$ este densitatea aparentă în stare uscată corespunzătoare limitei de contracție, încît

$$(5) \quad \alpha_v = \frac{\rho_{ts}}{\rho_w} (W_L - W_S).$$

Această ecuație constituie o lege a variațiilor de volum ale pămînturilor fiind o relație liniară între W și α_v . Variația maximă de volum va avea loc atunci cînd proba se găsește în starea corespunzătoare limitei de saturație. Pentru cele mai multe argile $\alpha_v = 0,45 \dots 0,65$, dar există argile care prezintă o variație specifică de volum de 3...4 ori.

Presupunînd că proba de pămînt este cubică, contracția liniară rezultă din:

$$\alpha_v = \frac{1^3 - (1 - \alpha_l)^3}{(1 - \alpha_l)^3} = \frac{\rho_{ts}}{\rho_w} (W_L - W_S)$$

și

$$(6) \quad \alpha_l = 1 - \sqrt[3]{\frac{1}{\alpha_v + 1}}.$$

Aici α_l reprezintă indicele care caracterizează variația specifică liniară a volumului deci constituie variația specifică liniară.

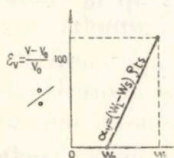


Fig. 1 — Dependenta variației specifice de volum, funcție de umiditate.

Intenționînd să asocieze limitele de consistență cu un nou parametru, folosind în acest scop umflarea pămînturilor contractile produsă de variația conținutului de apă, Castro De Elda [4] stabilește o relație între variația liniară specifică și umiditate.

Intensitatea cu care se manifestă fenomenele provocate de umflările și contracțiile mari ale pămîntului de fundație este condiționată atît de natura și proprietățile acestuia cît și de o serie de alți factori locali, variabili de la o zonă la alta, de la o localitate la alta [8]. Normativul pentru identificarea pămînturilor cu contracții mari propune printre alte criterii și coeficientul de umflare liberă, care nu reprezintă altceva decît variația specifică de volum [2], [13].

Menționînd cauzele care provoacă contracția pămîntului N. Maior și M. Păunescu [8] arată că variația specifică a volumului în funcție de umiditate se exprimă printr-o ecuație liniară, care poate fi reprezentată grafic printr-o dreaptă. Valoarea limită pînă la care dreapta este valabilă o constituie limita de saturație. Luînd în considerare variațiile specifice de lungime și de volum:

$$\epsilon_l = \frac{l - l_0}{l_0}, \quad \epsilon_v = \frac{V - V_0}{V_0},$$

rezultă:

$$(7) \quad \varepsilon_l = \sqrt[3]{\frac{V}{V_0}} - 1.$$

Înlocuind în (7) volumul din ecuația

$$(8) \quad V = V_0(1 + \varepsilon_v)$$

se obține :

$$(9) \quad \varepsilon_l = \sqrt[3]{1 + \varepsilon_v} - 1.$$

2. Scopul lucrării

În urma cercetărilor efectuate referitoare la terenul de fundație din șesul râului Bahlui, a rezultat existența unor fenomene intense de contracție — umflare, datorită prezenței unor pământuri argiloase foarte active, cu un conținut bogat în montmorillonit [1], [10], [11]. Întrucît din punct de vedere practic aceste variații de volum, funcție de conținutul în apă, prezintă un interes considerabil [12], s-a căutat o caracterizare cantitativă a contracției, recurgînd în acest scop la coeficienții de contracție cubică, de suprafață și liniară, ca noi parametri și indici geotehnici.

Cunoscînd aceste criterii de apreciere a contracției, s-a căutat să se determine pe cale experimentală și teoretică legătura dintre α_l , α_s și α_v , folosind o nouă metodă de determinare, mai exactă, a acestor coeficienți.

Metoda propusă pentru determinarea coeficienților de contracție permite efectuarea determinărilor la gradienti de umiditate nuli. Se utilizează în paralel și metoda de uscare continuă, la valori diferite de zero ale gradientilor și se arată că rezultatele obținute pe această cale sînt eronate.

Relațiile de dependență între coeficienții de contracție de volum sau de suprafață și coeficientul de contracție liniară, stabilite pe cale teoretică, sînt verificate cu ajutorul datelor experimentale.

2.1. Comportarea materialelor la variații de umiditate

Argila aflată la suprafața terenului de fundație este supusă la variații alternative de umiditate, ca urmare a scăderii umidității prin uscare și creșterii ei în urma precipitațiilor atmosferice.

În literatura de specialitate se cunosc trei tipuri principale de curbe de dependență între viteza de uscare și umiditate (fig. 2).

Curbele 1 și 2 se referă la o perioadă cu viteza de uscare constantă și una, respectiv două perioade cu viteza de uscare descrescătoare. Curba 3 este specifică unei viteze de uscare continuu descrescătoare.

Corespunzător acestor materiale se obțin curbe diferite de variație a volumului funcție de umiditate (fig. 3).

Argila, după cum s-a arătat mai sus, nu se contractă în tot timpul uscării, ci numai în perioada cu viteză de uscare constantă ; în acest caz contracția încetează când se ajunge la umiditatea corespunzătoare limitei de contracție (W_s).

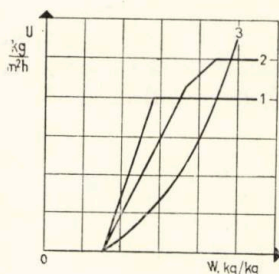


Fig. 2. — Dependența vitezei de uscare de umiditate.

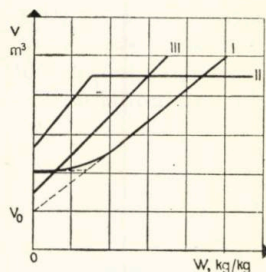


Fig. 3. — Variația volumului funcție de umiditate.

Alte materiale se contractă numai în perioada uscării cu viteză descrescătoare ; în acest caz contracția începe numai după ce s-a ajuns la umiditatea critică. Din această categorie fac parte cărbunile, lemnul etc

Unele materiale își micșorează dimensiunile în tot timpul procesului de uscare. Dintre aceste materiale se pot cita : turba, pielea, aluatul etc

3. Teorie

Analizînd stadiul actual al cercetărilor în domeniul comportării pămînturilor contractile, rezultă că cei mai indicați indici geotehnici de caracterizare a proprietăților sînt coeficienții de contracție.

Se consideră un paralelipiped de volum V , cu laturile a , b și h , saturat cu umiditate la limite superioare de plasticitate (fig. 4).

Prin uscare volumul se micșorează continuu pînă la limita de contracție, după care rămîne constant. Dependența dintre laturile volumului și umiditate este dată de relațiile :

$$(10) \quad a = a_0(1 + \alpha_i W), \quad b = b_0(1 + \alpha_i W), \quad h = h_0(1 + \alpha_i W),$$

unde cu indicele zero s-au notat laturile corespunzătoare volumului uscat și lipsit de porozitate. Calculînd volumul paralelipipedului se obține :

$$(11) \quad V = V_0(1 + \alpha_i W)^3.$$

Același volum poate fi exprimat funcție de coeficientul de contracție volumetrică :

$$(12) \quad V = V_0(1 + \alpha_v W).$$

Prin egalarea ecuațiilor (11) și (12) și soluționând în raport cu α_v rezultă :

$$(13) \quad \alpha_v = 3\alpha_l + 3\alpha_l^2 W + \alpha_l^3 W^2.$$

Între coeficienții de contracție α_v și α_l se pune astfel în evidență o dependență neliniară. Numai în cazul umidității nule se obține $\alpha_v = 3\alpha_l$, relație propusă de Lîkov. De asemenea rezultă că valoarea coeficientului de contracție volumetrică depinde și de umiditate.

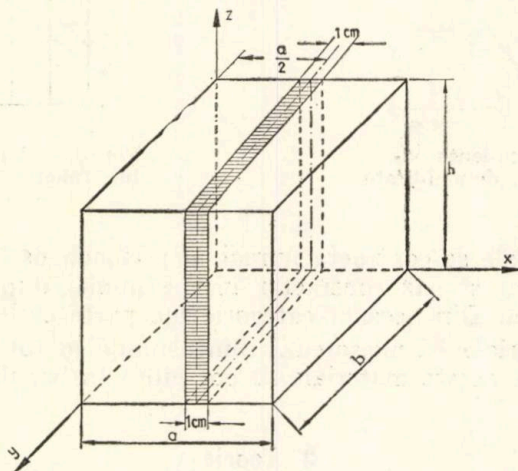


Fig. 4. — Proba de argilă.

Se consideră că umiditatea, exprimată în unități zecimale (nu în procente), variază între zero și unu. La aceste umidități va corespunde pentru coeficientul de contracție volumetrică două valori,

$$\alpha_{vm} = 3\alpha_l, \quad \alpha_{vM} = 3\alpha_l + 3\alpha_l^2 + \alpha_l^3.$$

Valoarea medie a coeficientului α_v va fi dată de media aritmetică a acestor valori extreme, obținându-se :

$$(14) \quad \alpha_v = 3\alpha_l + \frac{3}{2} \alpha_l^2 + \frac{1}{2} \alpha_l^3.$$

S-a obținut astfel o ecuație de corelație între cei doi coeficienți de contracție, independentă de umiditate.

Dependența dintre cei doi coeficienți este eprezentată în fig. 5.

Ecuția (12), scrisă sub forma :

$$(15) \quad \frac{V - V_0}{V_0} = \alpha_v W,$$

poate fi reprezentată grafic sub forma unei drepte, a cărei pantă este tocmai coeficientul de contracție volumică.

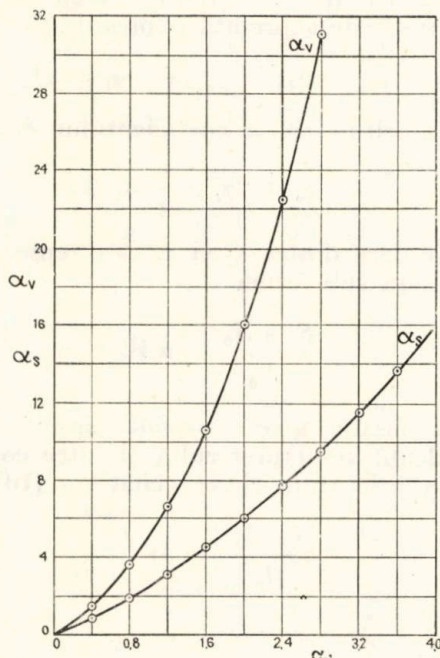


Fig. 5. — Dependența între coeficienții de contracție.

Același raționament poate fi aplicat în vederea corelării coeficientului de contracție de suprafață cu coeficientul de contracție liniară. Plecînd de la ecuația (10) se poate scrie pentru suprafața unei fețe a paralelipipedului :

$$(16) \quad S = S_0(1 + \alpha_l W)^2.$$

Transcriind ecuația funcție de coeficientul de contracție de suprafață se obține :

$$(17) \quad S = S_0(1 + \alpha_s W).$$

Egalînd ultimele două ecuații și soluționînd în raport cu α_s rezultă :

$$(18) \quad \alpha_s = 2\alpha_l + \alpha_l^2 W.$$

Pentru cazul limită $W = 0$ se regăsește dependența liniară propusă de Lîkov :

$$\alpha_s = 2\alpha_l.$$

Cînd umiditatea variază între limitele zero și unu se obține pentru coeficientul de contracție de suprafață expresiile

$$\alpha_{sm} = 2\alpha_l, \quad \alpha_{sM} = 2\alpha_l + \alpha_l^2,$$

ncît valoarea medie aritmetică a coeficientului de contracție α_s va fi :

$$(19) \quad \alpha_s = 2\alpha_l + \frac{1}{2} \alpha_l^2.$$

Dependența neliniară dintre α_s și α_l este reprezentată în fig. 5. Ecuația (17) scrisă sub forma

$$(20) \quad \frac{S - S_0}{S_0} = \alpha_s W,$$

indică o dependență liniară între contracția specifică de suprafață ε_s și umiditate. O dependență similară rezultă și între contracția specifică de lungime și umiditate, prin transcrierea ecuațiilor (10) sub forma :

$$(21) \quad \frac{l - l_0}{l_0} = \alpha_l W$$

Notății

- a — latura paralelipipedului, [cm],
- a_0 — latura paralelipipedului după uscarea, [cm],
- b — latura paralelipipedului, [cm],
- b_0 — latura paralelipipedului după uscarea, [cm],
- h — înălțimea paralelipipedului, [cm],
- h_0 — înălțimea paralelipipedului după uscarea, [cm],
- l — dimensiunea liniară a materialului probei înainte de uscarea, [m],
- l_0 — contracția specifică liniară, [m],
- S — suprafața unei fețe a paralelipipedului înainte de uscarea, [m²],
- S_0 — contracția specifică de suprafață, [m²],
- V — volumul unei probe saturate umede de pămînt, [m³],
- V_0 — volumul probei lipsite de porozitate, [m³],
- W — umiditatea naturală a probei de pămînt, [kg/kg],
- W_L — umiditatea corespunzătoare limitei superioare de plasticitate, [kg/kg],

W_P — umiditatea corespunzătoare limitei inferioare de plasticitate, [kg/kg],

W_s — umiditatea corespunzătoare limitei de contracție, [kg/kg],

dW/dl — gradientul de umiditate,

α_l — coeficientul de contracție liniară,

α_s — coeficientul de contracție în suprafață,

α_v — coeficientul de contracție în volum,

α_m — valoarea minimă a coeficientului de contracție,

α_M — valoarea maximă a coeficientului de contracție,

β — unghiul de contracție, [grade],

$V = V - V_0$ — variația de volum, [m³],

$\varepsilon_l = \frac{l - l_0}{l_0}$ — contracția liniară specifică,

$\varepsilon_s = \frac{S - S_0}{S_0}$ — variația specifică de suprafață,

$\varepsilon_v = \frac{V - V_0}{V_0}$ — variația specifică de volum,

$\rho_{ts} = \frac{m_0}{v_0}$ — densitatea în stare uscată.

Primită la 18 noiembrie 1972

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de geotehnică și fundații

BIBLIOGRAFIE

1. Silvan A., *Apa în pământuri nesaturate*. Ed. Tehn., Buc., 1967, 211—215.
2. Antonescu I., Culiță C., *Considerațiuni asupra caracteristicilor pământurilor argiloase cu umflări și contracții mari*. Hidrotehnica, 10 (1959).
3. Bally R. J., *Deformațiile pământurilor argiloase. Problema argilelor cu contracții mari*. St. și cerc. mec. apl., 1, 239 (1958).
4. Castro De Elda, *Soil Swelling Test*. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil. Technical Paper nr. 235, Lisboa (1964).
5. Caquot A., Kerisel J., *Tratat de mecanica pământurilor*, (trad. din l. franceză). Ed. Tehn., Buc., 1968.
6. Kézdi A., *Bodenmechanik*. Bd. 1, Verlag fur Bauwesen, Berlin, 1964, 289—292.
7. Lîkov A. V., *Teoria uscării*, (trad. din l. rusă). ESAC, Buc., 1954, 293—307.
8. Maior N., Păunescu M., *Geotehnică și fundații*. EDP, Buc., 1967, 43—45.
9. Martiniuc C., *Cadrul geografic — fizic al orașului Iași*. Manuscris, 1970.
10. Moum J., Sapp O. I., *Saponile from Veo, Jotunheimen*. Norwegian Geotechn. Inst., Publ. nr. 59 (1964).
11. Profirii N., Stănculescu I., *Măsuri constructive pentru prevenirea degradărilor construcțiilor mari, fondate pe pământuri argiloase cu construcții mari*. Ed. Acad. R. S. R., Buc., 1954.
12. Silion T., *Geologie, geotehnică și fundații*. Vol. I, Inst. polit. Iași, 1971, 211—215.
13. * * * *Normativ pentru identificarea pământurilor cu contracții mari*. Indicativ C, 24—62.

UNTERSUCHUNG VON JÄHRLICHE VOLUMEN ÄNDERUNGEN DER LAGERUNGSSCHICHT IN BAHLUIFLUßTAL UND DEREN EINFLUß AUF DEN BAUWERKEN

III₁. Experimentelle Bestimmung der Kontraktionskoeffizienten

(Zusammenfassung)

Die Lagerungsschicht im Bahluiflußtal neben der Stadt Jassy besteht aus fetten Lehm mit einem beträchtlichen Montmorillonitgehalt, welcher den Nachteil von grosse Volumenänderungen bei Feuchtigkeitseinflüsse aufweist.

Es wird eine neue Meßmethode der räumlichen, oberflächlichen und linearen Kontraktionskoeffizienten beschrieben, die Beziehungen zwischen diesen Koeffizienten theoretisch abgeleitet und experimentell nachgeprüft.

Zweck dieser Untersuchung ist die geotechnische Kenndaten des Verhalten dieser Erden bei Feuchtigkeitsänderungen zu bestimmen um daraus die Eigentümlichkeiten der Volumenänderungen zu bestimmen.

INFLEUNȚA GELULUI DE ALUMINIU ASUPRA REFRACTARITĂȚII MORTARULUI PE BAZĂ DE CIMENT PORTLAND ȘI BARITINĂ

DE

C. BRANIȘTE și ALINA VASILIU

1. Introducere

În literatura de specialitate se studiază obținerea de betoane refractare, pe baza unor amestecuri de diferite materiale refractare, în stare granulară (agregat) și în liant hidrolic (cimentul). Acest amestec are proprietatea de a se întări după câteva ore și după ardere nu acuză o scădere sensibilă a rezistențelor mecanice. Dintre agregatele folosite în acest scop se pot menționa: șamote aluminoase, bauxită calcinată, corindon, cromit etc., iar ca lianți se folosesc: cimentul portland stabilizat, cimenturile aluminoase de calciu sau de bariu.

Betoanele refractare sînt produse care permit realizarea de construcții monolitice sau de prefabricate de dimensiuni mari. De asemenea se folosesc pe scară tot mai mare în aproape toate agregatele termice din industriile: siderurgică, construcții de mașini, chimică, petrochimică, metalurgică neferoasă, ceramică, ciment, var etc.

La noi în țară refractarele monolitice au început să fie folosite în anul 1955, cu betoane refractare, pe bază de agregate silico-aluminoase, avînd ca aliant cimentul portland stabilizat, cu domeniul de utilizare pînă la 1200°C și betoane termoizolante pe bază de diatomită calcinată și ciment portland stabilizat, în cadrul Fabricii de șamotă, Azuga.

Începînd cu anul 1964, în cadrul Fabricii de ciment, Comarnic, s-a pus la punct un procedeu de obținere a cimentului aluminos din bauxită și calcar. Din cauza limitei de temperatură reduse (1300°C) cimenturile aluminoase nu satisfac toate cerințele de betoane refractare. În cadrul I. C. E. M. s-au efectuat cercetări în urma cărora s-au pus la punct procedeele de fabricație a unor cimenturi superaluminoase cu 60...80% Al_2O_3 , a căror fabricație industrială este în curs de organizare.

În ceea ce privește clasificarea betoanelor refractare, aceasta diferă de la o țară la alta și de la un producător la altul, întrucît nu există o clasificare rațională și unanim acceptată.

În unele țări se clasifică betoanele după refractaritățile lor, în altele după temperatura de utilizare și după natura agregatelor. Părerea noastră este că clasificarea betoanelor refractare după temperatura de utilizare este cea mai indicată, fiind mai apropiată de practică și de locul unde se pune betonul în lucrare.

După temperatura de utilizare, betoanele refractare se împart în trei grupe :

a) Betoane rezistente la foc, cu temperatura de lucru de la 200°C la 1 100°C și refractaritatea sub 1 500°C.

b) Betoane refractare, cu temperatura de utilizare de la 1 100°C la 1 300°C și cu refractaritatea cuprinsă între 1 500 și 1 790°C.

c) Betoanele refractare superioare, cu temperatura de lucru peste 1 300°C și refractaritatea mai mare decât 1 770°C.

De aceea în studiul efectuat ne-am folosit de temperatură pentru a cerceta dacă mortarul propus de noi rezistă la temperaturi ridicate, în scopul de a-i determina domeniul de folosire.

În realizarea mortarului s-a utilizat ca liant cimentul *PZ 300* și ca adaose : gelul de aluminium, asbestul, baritina și caolinul.

3. Metoda de lucru și rezultatele obținute

S-au confecționat probe cubice cu latura de 5 cm, menținându-se constantă proporția de ciment și de gel de aluminiu (Na_2SiO_3 soluție + $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ soluție) care au fost adăugate în apa de amestecare și s-au variat celelalte adaose. După 28 zile de la confecționare s-au determinat rezistențele mecanice ale probelor. În funcție de rezistențele mecanice obținute ne-am oprit la patru tipuri de mortare, ale căror probe au fost tratate termic, câte 2 ore, la 500°C, 1 000°C, 1 100°C, 1 200°C și 1 300°C, iar după tratamentul termic s-au determinat : constanta de volum, densitatea aparentă, rezistența la compresiune și rezistența la tracțiune.

Pentru stabilirea rețetelor de mortare, care urmează a fi supuse la acțiunea temperaturii, s-a procedat în felul următor (tabelul 1). Mai întâi s-au confecționat probe de mortar normal, fără adaose, ce au servit ca probă martor ($\sigma_c = 288 \text{ kgf/cm}^2$ și $\sigma_{tr} = 38,4 \text{ kgf/cm}^2$). După aceea s-au confecționat probe cu adaos de baritină (de ex. la proba *I* la amestecul de ciment și baritină *fără nisip* s-a adăugat 10% gel de aluminiu și 6% asbest ($\sigma_c = 584 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_{tr} = 56,55 \text{ kgf/cm}^2$).

Pentru proba *II*, la mortarul normal (1 : 3), s-a adăugat 13,04% baritină, 10% gel de aluminiu și 6% asbest ($\sigma_c = 435 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_{tr} = 33,40 \text{ kgf/cm}^2$). Comparativ cu proba *I* rezistențele mecanice scad, dar cresc față de proba martor. Micșorarea rezistențelor mecanice, la proba *II* față de proba *I*, se explică prin faptul că adaosul de baritină este în proporție mai redusă și nisipul în proporție mai mare. Dacă proporția de baritină crește (proba *III*), rezistențele mecanice cresc ($\sigma_c = 448 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_{tr} = 42,75 \text{ kgf/cm}^2$). Din comparația acestor două probe reiese că totuși baritina, în amestec cu gelul de Al, stabilizează proba, care capătă rezistențe mecanice ridicate.

În continuare s-a confecționat proba *IV*, la care nisipul a fost înlocuit cu caolin, utilizînd aceeași proporție de gel de aluminiu și asbest ca și la probele anterioare. Rezistențele mecanice scad foarte mult ($\sigma_c = 60 \text{ kgf/cm}^2$,

$\sigma_{tr} = 11,06 \text{ kgf/cm}^2$), deoarece amestecul necesită un procent ridicat de apă (29,00%) pentru pasta de consistență vîrtoasă și porozitatea se mărește. Dacă se prepară un amestec de caolin, nisip, în diferite proporții (probele V...VIII), se constată că pe măsură ce crește procentul de nisip, față de caolin, rezistențele mecanice cresc. De exemplu, la proba VIII (43,26% nisip și 14,63% caolin) se obțin valori ale rezistențelor mecanice apropiate de cele ale probei martor ($\sigma_c = 224,50 \text{ kgf/cm}^2$ și $\sigma_{tr} = 37,61 \text{ kgf/cm}^2$).

Din datele tabelului 1 reiese că adaosul de caolin la sistemul ciment – baritină – nisip – gel de aluminiu – asbest, influențează defavorabil rezistențele mecanice și ca urmare s-au luat în considerație, pentru comportarea la temperatură, numai probele I...IV din tabelul 2. La probele II...IV s-a variat cantitatea de gel de aluminiu, de la 10% pînă la 20%. În limita acestei proporții de gel, rezistențele mecanice rămîn superioare celei ale probei martor, dar se constată o mică descreștere, pe măsură ce crește proporția de gel, în condițiile în care o parte din nisip a fost înlocuită cu baritină. Totuși, pentru proba II, la care amestecul conține 60,2% ciment, 10% gel, 6% asbest și 36% baritină, se obțin rezistențele mecanice cele mai mari. Acest rezultat se explică prin faptul că între produșii de hidroliză ai cimentului silicios și particolele liofobe de baritină au loc fenomene de adsorbție iar gelul silicios (Si(OH)_4) și gelul de aluminiu sînt stabilizate obținîndu-se produse compacte, impermeabile, cu rezistențe mecanice mari.

Probele menționate în tabelul 2 au fost supuse, în continuare, la tratament termic, pînă la temperatura de 500°C, fiind menținute la această temperatură timp de 2 ore. După tratamentul termic probele au fost lăsate să se răcescă și după răcire li s-au determinat următoarele constante: contracția de volum, densitatea specifică aparentă și rezistențele mecanice.

Rezultatele experimentale sînt redată în tabelul 3. Din datele acestui tabel se constată că la temperatura de 500°C proba martor suferă o ușoară contracție de volum ($-1,01$) și o micșorare a rezistențelor mecanice, fapt ce se explică prin pierderea apei din gelurile de silicați ale componentilor mineralogici ai cimentului portland și prin transformările polimorfe ale SiO_2 din nisip (din $\beta\text{-SiO}_2$ (cuart) în $\alpha\text{-SiO}_2$ (cuart)) care au loc în jurul temperaturii de 500°C. Aceste transformări ale cuarțului sînt însoțite de o mărire a volumului și compensează contracția datorită gelurilor de siliciu. În același timp rezistențele mecanice scad deoarece se micșorează coeziunea dintre gelurile silicioase și agregat (nisip).

Proba I, la care proporția de ciment s-a menținut constantă iar din nisip s-a scăzut un procent de 20,4% care a fost înlocuit cu un amestec de baritină (14,4%) și asbest (6%), la care s-a adăugat și gel de aluminiu, în proporție de 10%, fiind supusă tratamentului termic se constată o ușoară contracție ($-1,40$), iar rezistența la compresiune crește față de probele ce nu au fost supuse tratamentului termic, de la 448 kgf/cm² la 528 kgf/cm², iar rezistența la tracțiune scade de la 42,75 kgf/cm² la 39,20 kgf/cm². Această comportare a sistemului dat se explică prin faptul că procentul de nisip

Tabelul 2
Caracteristicile mortarelor de ciment, gel de aluminiu, baritină și asbest supuse la tratarea termică

Denumirea probei	Compoziția mortarului								Caracteristici		
	Ciment		Nisip normal		Gel de Al		Asbest		Baritină		Apă
	g	%	g	%	g	%	g	%	g	%	
Martor	500	50	1 500	75	—	—	—	—	—	8	160
I R ₃	500	50	1 200	57,60	50	10	30	6	14,40	7,69	288
II R ₁₀	500	60,20	—	—	50	10	30	6	300	100	288
III R ₁₆	500	50	1 200	57	75	15	30	6	14,20	129,03	448
IV R ₁₇	500	50	1 200	56,30	100	20	30	6	14,00	128,27	584
										131	504
											310
											42,55
											42,55

Tabelul 3
Caracteristicile mortarelor de ciment, gel de aluminiu, asbest și baritină după tratarea termică la 500°C

Denumirea probei	Compoziția amestecului										Unele caracteristici ale mortarului										
	Ciment		Nisip normal		Gel de Al		Asbest		Baritină		Apă		Temp. de ardere	Volum cm ³		Diferența de volum de ardere cm ³		Dens. spec. aparentă ρ _a g/cm ³		R _c după ardere dere kgf/cm ²	R _{tr} după ardere dere kgf/cm ²
g	%	g	%	g	%	g	%	g	%	g	%	°C	înainte de ardere	după ardere	înainte de ardere	după ardere					
Martor	500	50	1500	75	—	—	—	—	—	—	8	160	500	127,76	126,75	—1,01	2,10	2,04	228	25,30	
I	500	50	1200	57,6	50	10	30	6	300	14,4	7,69	160	500	125,99	124,54	—1,40	2,39	2,30	528	39,20	
II	500	60,2	—	—	50	10	30	6	300	36	100	12	500	126,87	123,74	—3,13	2,30	2,06	368	25,70	
III	500	50	1200	57	75	15	30	6	300	14,2	7,60	160	500	130,16	130,68	0,52	2,29	2,18	326	32,75	
IV	500	50	1200	56,3	100	20	30	6	300	14,0	7,51	160	500	131,57	131,06	—0,51	2,31	2,07	342	42,20	

este mai mic, fiind înlocuit cu *asbest-baritină*, adaose stabile la temperaturi ce depășesc 1 600°C, iar prin adaosul de gel de aluminiu în apa de amestecare, acesta este adsorbit de granulele de agregat și la o temperatură peste 320°C se transformă în $\gamma\text{-Al}_2\text{O}_3$ (cubic), stabil până la 1 000°C, conferind mortarului o rezistență la compresiune mare. Totuși prin uscarea gelurilor rezistența la tracțiune scade.

În continuare s-au confecționat probe fără nisip (proba *II*), menținându-se ceilalți componenți în rapoartele probei *I*. În sistemul ciment – *baritină* – *asbest* – gel de aluminiu, procentul de ciment crește (62,2%), de asemenea și cel de *baritină* (36%), precum și apa de amestecare (12%). Având în sistem un procent mai ridicat de gel de siliciu, la care se adaugă și cel de aluminiu precum și o cantitate mai mare de apă, probele au o contracție mare la uscare (– 3,13), iar rezistențele mecanice de asemenea scad (σ_c de la 584 kgf/cm² la 368 kgf/cm² iar σ_{tr} de la 56,55 kgf/cm² la 25,70 kgf/cm²).

La probele *III* și *IV* s-a mărit proporția de gel de aluminiu la 15% și respectiv 20%, constatînd că contracția la proba *III* este practic nulă iar la proba *IV* este foarte redusă (– 0,51), fapt ce se explică prin micșorarea proporției apei de amestecare, deoarece gelul de aluminiu se adaugă în apă, raportat la ciment, iar gelul de aluminiu, în cantitate mai mare și înglobat în masa de agregat și transformat în $\gamma\text{-Al}_2\text{O}_3$, îi mărește stabilitatea sistemului la temperatura de 500°C.

În comparație cu probele care nu au fost supuse tratamentului termic, rezistențele mecanice scad și anume, rezistența la compresiune, de la 504 kgf/cm² la 326 kgf/cm² iar rezistența la tracțiune de la 55,26 kgf/cm² la 32,75 kgf/cm² pentru proba *III*, în timp ce la proba *IV* se mențin la aceleași valori. Scăderea rezistențelor mecanice, la un anumit raport dintre proporția de ciment și cea de gel de aluminiu, la temperatura de 500°C, s-ar putea explica

Tab

Caracteristicile mortarelor de ciment, gel de aluminiu,

Denumirea probei	Compoziția mortarului												Temp. de ardere
	Ciment		Nisip normal		Gel de Al		Asbest		Bari-tină		Apă		
	g	%	g	%	g	%	g	%	g	%	ml	%	°C
Martor	500	50	1 500	75	—	—	—	—	—	—	160	8	1 000
I	500	50	1 200	57,6	50	10	30	6	300	14,4	160	7,69	1 000
II	500	60,2	—	—	50	10	30	6	300	36	100	12	1 000
III	500	50	1 200	57	75	15	30	6	300	14,2	160	7,60	1 000
IV	500	50	1 200	56,3	100	20	30	6	300	14,0	160	7,51	1 000

prin formarea de alumiinați de calciu și silicați de aluminiu, componenți mineralogici care au rezistențe mecanice scăzute, în raport cu silicații de calciu.

În continuare probele au fost tratate termic la temperaturile de 1 000°C și 1 100°C. Caracteristicile mortarelor, supuse la acest tratament termic, sînt redată în tabelele 4 și 5.

Din datele conținute în aceste tabele se constată că la temperatura de 1 000°C nu mai are loc contracția de volum, ci din contra se produce o ușoară creștere a volumului. Această mărire de volum este consecința polimorfismului oxizilor de aluminiu și de siliciu (de ex $\gamma\text{-Al}_2\text{O}_3$ (cubic) în jurul temperaturii de 1 000°C, trece în $\alpha\text{-Al}_2\text{O}_3$ (hexagonal), cunoscut sub denumirea de corindon, compus cu duritate mare și stabil pînă la 2 050°C, de asemenea bioxidul de siliciu trece în trei modificații cristaline: β -cuarțul cristalizează în sistemul hexagonal și poate trece în α -cuarț (trigonal); ambele forme cristaline, în jurul temperaturii de 870°C, pot trece în β -tridimit (hexagonal) și α -tridimit (ortorombic), la 1 470°C trece în β -cristobalit (cubic) și α -cristobalit iar la 1 710°C devine lichid (pseudocubic).

Aceste transformări polimorfe ale Al_2O_3 și SiO_2 sînt însoțite de mărire de volum astfel încît în loc de contracție are loc o creștere de volum.

În ceea ce privește rezistența la compresiune, aceasta scade mult atît la temperatura de 1 000°C cît și la 1 100°C în timp ce rezistența la tracțiune este nulă. Scăderea rezistențelor mecanice se explică prin transformarea gelurilor de aluminiu și de siliciu în compuși stabili, inerti din punct de vedere chimic; legătura dintre liant și agregat este slabă și ca urmare rezistențele mecanice scad. Totuși rezistența la compresiune a probelor III și IV este mult superioară celei a probei martor (tabelele 4 și 5).

Iul 4

asbest și baritină după tratarea termică la 1 000°C

Unele caracteristici ale mortarului						
Volumul cm ³		Diferența de volum cm ³	Densit. specif. apa- rentă ρ_a g/cm ³		R_c după ardere kgf/cm ²	R_{tr} după ardere kgf/cm ²
înainte de ardere	după ardere		înainte de ardere	după ardere		
129,41	130,56	1,15	2,10	1,97	25	—
127,88	128,52	0,64	2,32	2,21	58,80	—
128,49	128,96	0,47	2,32	1,97	34,40	—
131,97	133,00	1,03	2,35	2,17	73,60	—
128,52	127,80	0,72	2,36	2,20	96	—

Tabele

Caracteristicile mortarelor de ciment, gel de aluminiu,

Denumirea probei	Compoziția mortarului											
	Ciment		Nisip normal		Gel de Al		Asbest		Baritină		Apă	
	g	%	g	%	g	%	g	%	g	%	g	%
Martor	500	50	1 500	75	—	—	—	—	—	—	160	8
I	500	50	1 200	57,6	50	10	30	6	300	14,4	160	7,69
II	500	60,2	—	—	50	10	30	6	300	36	100	12
III	500	50	1 200	57	75	15	30	6	300	14,2	160	7,60
IV	500	50	1 200	56,3	100	20	30	6	300	14,0	160	7,51

În continuare probele au fost supuse la același tratament termic dar la temperaturile de 1 200°C și respectiv 1 300°C, rezultatele obținute fiind redate în tabelele 6 și 7.

Din datele acestor tabele reiese că la mortarele menționate nu se pune în evidență o contracție de volum, de asemenea din cauza transformărilor polimorfe a Al_2O_3 și SiO_2 , care sînt însoțite de o mărire de volum. În ceea ce privește rezistența la compresiune, se constată o ușoară creștere, deoarece la temperaturi depășind 1 200°C începe procesul de sinterizare, care se desfășoară în modul următor.

Reacțiile de deshidratare se termină la 500°C; peste această temperatură se formează $\gamma\text{-Al}_2\text{O}_3$ și, în cantitate redusă, $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ (în jurul temperaturii de 1 000°C). Dacă cimentul folosit este sărac în fier, începînd cu

Tabele

Caracteristicile mortarelor de ciment, gel de aluminiu,

Denumirea probei	Compoziția mortarului											
	Ciment		Nisip normal		Gel de Al		Asbest		Baritină		Apă	
	g	%	g	%	g	%	g	%	g	%	g	%
Martor	500	50	1 500	75	—	—	—	—	—	—	160	8
I	500	50	1 200	57,6	50	10	30	6	300	14,4	160	7,69
II	500	60,2	—	—	50	10	30	6	300	36	100	12
III	500	50	1 200	57	75	15	30	6	300	14,2	160	7,60
IV	500	50	1 200	56,3	100	20	30	6	300	14,0	160	7,51

Iul 5

asbest și baritină după tratarea termică la 1 100°C

Temp. de ardere °C	Unele caracteristici ale mortarului						
	Volumul cm ³		Diferența de volum cm ³	Densit. specif. aparentă ρ_a g/cm ³		R_c după ardere kgf/cm ²	R_{tr} după ardere kgf/cm ²
	înainte de ardere	după ardere		înainte de ardere	după ardere		
1 100	126,59	128,13	1,54	2,07	1,93	29	—
1 100	129,02	130,94	1,92	2,39	2,20	41,60	—
1 100	132,76	132,31	0,54	2,27	1,99	24	—
1 100	130,18	132,89	2,71	2,37	2,16	94	—
1 100	130,63	129,63	1,00	2,32	2,18	100	—

temperatura de 900°C se formează $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$, $2 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SiO}_2$, $12 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ și Fe_3O_4 . În afară de $12 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ ceilalți componenți mineralogici se obțin pînă la temperatura de 1 400°C. În cazul cînd cimentul este bogat în fier, începînd tot cu temperatura de 900°C se formează, pe lîngă componenții menționați mai sus, și $2\text{CaO} \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$. În cazul mortarelor cu adaos de baritină se introduc în amestec și compuși bariului (BaSO_4 , BaCO_3 și la 1 200°...1 300°C începe formarea și a unor compuși mineralogici de bariu ca de exemplu aluminatul ferit-tetrabazic ($4\text{BaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$), silicatul de bariu ($2\text{Ba} \cdot \text{SiO}_2$) și aluminatul monobazic ($\text{BaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$) sau în exces de bariu, formîndu-se aluminatul tribazic ($3\text{BaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$). Creșterea ușoară a rezistențelor mecanice ale amestecurilor menționate în tabelele 6 și 7 se explică printr-un început de formare a compușilor mineralogici

Iul 6

asbest și baritină după tratarea termică la 1 200°C

Temp. de ardere °C	Unele caracteristici ale mortarului						
	Volumul cm ³		Diferența de volum cm ³	Densit. specif. aparentă ρ_a g/cm ³		R_c după ardere kgf/cm ²	R_{tr} după ardere kgf/cm ²
	înainte de ardere	după ardere		înainte de ardere	după ardere		
1 200	131,06	136,32	5,26	2,04	1,87	33,8	—
1 200	127,10	129,78	2,68	2,35	2,14	50,00	—
1 200	129,78	128,50	1,28	2,30	1,99	24	—
1 200	130,81	133,17	2,36	2,38	2,18	94	—
1 200	130,80	135,48	4,68	2,32	2,07	105	—

Ta be

Caracteristicile mortarelor de ciment , gel de aluminiu,

Denu- mirea probei	Compoziția mortarului											
	Ciment		Nisip normal		Gel de Al		Asbest		Baritină		Apă	
	g	%	g	%	g	%	g	%	g	%	g	%
Martor	500	50	1 500	75	—	—	—	—	—	—	160	8
I	500	50	1 200	57,6	50	10	30	6	300	14,4	160	7,69
II	500	60,2	—	—	50	10	30	6	300	36	100	12
III	500	50	1 200	57	75	15	30	6	300	14,2	160	7,60
IV	500	50	1 200	56,3	100	20	30	6	300	14,0	160	7,51

de bariu, la temperaturi depășind 1 200°C. Apariția acestor componenți mineralogici de bariu este condiționată de temperatură și de finețea baritinei, care se adaugă la sistemele date și care dă loc la reacțiile chimice cu cimentul portland și gelul de aluminiu. Dacă temperatura este coborâtă atunci are loc numai deshidratarea liantului hidraulic, fără a intra în reacție cu agregatul fin (în cazul nostru baritina) iar rezistențele mecanice scad. În literatură se menționează faptul că pentru a mări rezistențele mecanice, la betonul cu liant silicios, atunci când este supus tratamentului termic, se pot adăuga agregate fin măcinate, care reacționează ușor la temperaturi scăzute. Astfel, sticla fin măcinată (frită), adaosul de argilă cu temperatură scăzută de vitrifiere, măresc rezistențele mecanice după ardere la 700°C, iar argilele cu temperatură înaltă de vitrifiere măresc rezistențele mecanice după ardere la 900°C...1 100°C. De asemenea adaosul de topaz ((AlF)₂.SiO₄) mărește rezistențele mecanice după ardere la 870°C, distenul fin măcinat îmbunătățește deformarea sub sarcină a betonului, modifică contracția la temperaturi înalte și mărește cu 50% rezistența betonului la 950°C. În cazul nostru adaosul de baritină are aproape aceleași proprietăți în alcătuirea betoanelor refractare ca distenul.

3. Concluzii

S-a studiat comportarea la acțiunea termică (500°C...1 300°C) a sistemului ciment — nisip — gel de aluminiu — asbest — baritină, în scopu de a se obține mortare, respectiv betoane refractare. Din studiul sistemului menționat, funcție de temperatură, se desprind următoarele concluzii:

a) Mortarele pe bază de ciment portland și baritină, la care s-a adăugat în apa de amestecare 10% gel de aluminiu și 6% asbest, la temperatura obișnuită, după 28 de zile de întărire, au rezistențe mecanice mari față

Iul 7

asbest și baritină după tratarea termică la 1 200°C

Temp. de ardere °C	Unele caracteristici ale mortarului						
	Volumul cm ³		Diferența de volum cm ³	Densit. specif. aparentă ρ_a g/cm ³		R_c după ardere kgf/cm ²	R_{tr} după ardere kgf/cm ²
	înainte de ardere	după ardere		înainte de ardere	după ardere		
1 300	129,25	136,16	6,91	2,06	1,86	44	—
1 300	128,01	132,49	4,48	2,35	2,12	107,20	—
1 300	130,43	129,90	0,53	2,29	1,99	42,00	—
1 300	128,38	135,12	6,74	2,39	2,12	104	—
1 300	126,75	132,90	6,15	2,37	2,10	116	—

de proba martor ($\sigma_c = 584$ kgf/cm² și $\sigma_{tr} = 56,55$ kgf/cm² — tabelul 1, proba I).

b) Dacă la mortarul normal (1 : 3) se adaugă 13% baritină și 10% gel de aluminiu plus 6% asbest, de asemenea se obțin mortare cu rezistențe mecanice ridicate ($\sigma_c = 435$ kgf/cm², $\sigma_{tr} = 33,40$ kgf/cm² — tabelul 1, proba II).

c) Dacă în mortarul normal se înlocuiește parțial nisipul cu baritină (14%) și se adaugă 10% gel de aluminiu plus 6% asbest se obțin de asemenea mortare cu rezistențe mecanice ridicate ($\sigma_c = 448$ kgf/cm², $\sigma_{tr} = 42,75$ kgf/cm² — tabelul 1, proba III).

d) Mortarele cu adaos de baritină, gel de aluminiu (10%) și asbest (6%), la temperatura de 500°C, au rezistențe mecanice superioare probei martor, însă sînt însoțite de o ușoară contracție de volum (tabelul 3).

e) Mortarele cu compoziția de la pct. d), supuse la tratament termic la temperaturile de 1000°C și 1100°, nu mai au contracție de volum dar rezistențele mecanice scad (tabelele 4 și 5).

f) Dacă aceleași mortare se tratează termic la 1 200...1 300°C, are loc o ușoară creștere de volum, însoțită de o creștere a rezistențelor mecanice (tabelele 6 și 7).

Mortarele menționate în tabelul 7 (probele I, III și IV) pot fi folosite ca mortare refractare, avînd rezistența la compresiune $\sigma_c = 100...$ 110 kgf/cm².

Primită la 20 iunie 1971

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de geotehnică și fundații,
Laboratorul de chimie și materiale
de construcții

BIBLIOGRAFIE

1. Dragoman I., *Fabricarea și utilizarea refractarelor monolitice*. Studiu de sinteză, Buc., 1969.
2. Solacolu Ș., *Chimia fizică a silicaților tehnici*. Ed. Tehn., Buc., 1968.
3. Petzold A., Röhre M., *Beton für hohe Temperaturen*. Berlin, 1965.

INFLUENCE DU GEL D'ALUMINIUM SUR LA RÉFRACTARITÉ DU MORTIER
À BASE DE CIMENT PORTLAND ET BARITINE

(Résumé)

On étudie le comportement du mortier normal à base de ciment Portland en mélange avec du gel d'aluminium, asbeste et baritine, à hautes températures (500°... 1300°C).

RECENZII

BOOK REVIEWS

РЕЦЕНЗИИ

ALBIGÈS M., COIN A., JOURNET H., *Étude des structures par les méthodes matricielles*. Ed. Eyrolles, Paris, 1969, 253 pp.

Folosirea calculatoarelor automate în studiul structurilor necesită formulări adecvate ale metodelor lor de calcul. Expresimările matriceale satisfac pe deplin aceste cerințe, ele permițând formulări compacte ale relațiilor corespunzătoare diferitelor etape ale procesului de calcul al structurilor.

Lucrarea recenzată tratează, în cadrul celor 253 pagini, aspecte teoretice și aplicative ale exprimărilor matriceale în calculul structurilor, constituind un prețios îndrumar pentru cei ce abordează studiul structurilor.

Lucrarea are două părți. În prima parte autorii prezintă în mod detaliat noțiunile de algebră modernă (Cap. I), analizează proprietățile structurilor fundamentale de ansamblu — grup, inel, corp — (Cap. II), cele ale spațiului vectorial (Cap. III) și cele ale determinanților de n vectori (Cap. IV).

În continuare, în cadrul a 9 capitole se tratează elemente de calcul matriceal, în care se prezintă proprietățile și operațiile matricelor subliniindu-se aspectele legate de funcțiile de operatori liniari ale acestora.

În cele 6 capitole ale părții a doua se prezintă studiul teoretic al structurilor pe cale matriceală, tratându-se atât elementul de bază, bara, cât și structurile în ansamblu, raportate la reperele lor asociate.

Se analizează metoda matricei de rigiditate, metoda matricei de conexiune și metoda descompunerii în submatrice. Un capitol este rezervat tratării metodei matricei de transfer. Ultimul capitol al lucrării (Cap. VII) cuprinde partea aplicativă a metodelor soluționându-se probleme de calcul static al structurilor, probleme de vibrații proprii și forțate, probleme de instabilitate și de determinare a sarcinii limită, în ipoteza comportării plastice a structurilor.

Lucrarea se caracterizează prin claritate și stil sintetic prezentind interes pentru inginerii constructori proiectanți și pentru cei care abordează probleme de studiu al structurilor.

N. Orlovski

VENKATRAMAN B., PATEL S. A., *Structural Mechanics with Introductions to Elasticity and Plasticity*. Mc Graw-Hill Book Co., N. Y., 1970, 648 pp.

Așa după cum mărturisesc autorii, care sînt profesori la Departamentul de Inginerie Aero-spațială și Mecanică aplicată de la Institutul politehnic din Brooklyn, scopul principal al acestei lucrări a fost de a prezenta metodele privind analiza comportării mecanice a elementelor de construcție și structurilor de rezistență sub acțiunea încărcărilor. Ea se adresează studenților care au deja anumite cunoștințe elementare de rezistența materialelor, statică și dinamică și tuturor inginerilor care doresc să-și consolideze sau să-și desăvîrșească, într-o oarecare măsură, pregătirea lor.

Lucrarea cuprinde trei părți: I — Introducere în elasticitate; II — Mecanica structurilor; III — Introducere în plasticitate.

Partea I, căreia îi sînt rezervate circa 167 pagini, cuprinde următoarele capitole mai importante ale teoriei liniare a elasticității: Analiza stării de tensiune; Analiza stării de deformare; Relațiile dintre eforturi unitare și deformări specifice; Energia potențială de deformare; Ecuațiile elasticității în coordonate cilindrice și sferice; Starea plană de tensiune și starea plană de deformare; Soluții pentru cîteva probleme; Principiile lucrului mecanic virtual și a energiei minime; Torsiunea.

Fără a se întreprinde analize deosebit de profunde referitor la fiecare problemă, autorii reușesc să furnizeze, într-o manieră riguroasă și științifică, materialul necesar înțelegerii clare a ipotezelor simplificatoare ce stau la baza metodelor prezentate în partea a II-a, privind analiza comportării structurilor și a părților lor componente sub acțiunea încărcărilor.

De fapt, partea a II-a, intitulată Mecanica structurilor, are dezvoltarea cea mai mare din lucrare, extinzîndu-se pe circa 325 pagini. Ea cuprinde următoarele capitole: Încovoierea grinzilor cu secțiunea plină; Încovoierea grinzilor cu pereți subțiri; Torsiunea barelor cu pereți subțiri; Grinzi cu zăbrele; Analiza grinzilor, cadrelor și arcelor; Analiza matriceală a grinzilor cu zăbrele, grinzilor și cadrelor; Apendice: Elemente de algebră matriceală; Flambaj și stabilitate.

Partea a III-a, intitulată Introducere în plasticitate, dezvoltată pe circa 131 pagini, a fost prezentată de autori atît în scopul de a se putea analiza comportarea structurilor simple, cînd eforturile unitare depășesc limita de elasticitate a materialului, cît și pentru a fi puse la dispoziție elementele necesare urmării în viitor a unor cursuri avansate de teoria plasticității, pentru cei care vor să se specializeze în acest domeniu.

Capitolele acestei părți cuprind: Comportarea plastică a solidelor; Criterii de cedare; Analiza elasto-plastică a cîtorva elemente de structuri; Torsiunea barelor cilindrice; Sarcina de cedare a grinzilor și cadrelor.

Deși autorii nu au pretenții asupra originalității ideilor fundamentale din lucrare, totuși trebuie subliniat faptul că ei au reușit să prezinte, într-o manieră unitară, o gamă foarte largă de probleme legate de calculul elementelor de construcție și structurilor în domeniul elastic și plastic. Ținînd seama de accentul pus pe înțelegerea fenomenelor fizice și surprinderea lor într-o formă matematică riguroasă, fără a fi pretențioasă, pe îmbinarea teoriei cu aplicațiile practice necesare însușirii unei deprinderi de analiză a comportării structurilor și a unei îndemînări privind calculul lor, considerăm că lucrarea este foarte utilă și o recomandăm cu căldură pentru cei care se preocupă de problemele teoriei aplicate a elasticității, plasticității precum și de calculul structurilor de rezistență, în orice domeniu al activității ingineresti.

M. Diaconu

RECKLING K. A., *Plastizitätstheorie und ihre Anwendung auf Festigkeitsprobleme*. Aus der von István Szabó herausgegebenen Ingenieurwissenschaftlichen Bibliothek. Springer-Verlag, Berlin—Heidelberg—New York, 1967, 361 Seiten, 173 Abbildungen.

Das Inhaltsverzeichnis des vorliegenden Werkes umfaßt die folgenden Abschnitte:

I. *Allgemeine Grundlagen* ist dem Gebrauch des differentiellen und des finiten Spannungs-Verzerrungsgesetzes, den physikalischen Grundlagen der Plastizität, der Phänomenologie des plastischen Werkstoffverhaltens, und den Energie- und Extremalprinzipien gewidmet, mit denen üblicherweise Grenzlasten nach der Theorie I. Ordnung bestimmt werden.

II. *Einachsige Spannungszustände* behandelt eine ausführliche Erörterung der Zusammenhänge zwischen Schnittgrößen und Längsspannungszuständen für verschiedenen Querschnittsformen, in der teilweise auch Ansätze zur Rechnung mit allgemeineren Spannungs-Dehnungsgesetzen enthalten sind, deren Aktualität in dem Umfang an Bedeutung gewinnen dürften, wie es möglich sein wird, Werkstoffe mit entsprechenden $\sigma - \varepsilon$ -Charakteristiken zu verwenden. Die Traglasttheorie für Balken- und Rahmentragwerke umfaßt die bekannten Vorgehensweisen für die Berechnung der Traglast durch Auffin-

derung eines statisch zulässigen und eines kinematisch möglichen Mechanismus. Der Leser findet auch eine Darstellung der wichtigsten neueren Verfahren über die Traglasttheorie II. Ordnung. Ausser allgemein gehaltenen Hinweisen enthält diese jedoch nur Elastizitätstheorie, indem alle wesentlichen Untersuchungen am Zweipunktquerschnitt durchgeführt werden, dessen Tragfähigkeit nach dem Erreichen der Fließspannung am Rande erschöpft wird.

Der III. Abschnitt behandelt *mehrachsige Spannungszustände*; es werden Fließ- und Verfestigungshypothesen ausführlich besprochen, als praktische Beispiele werden unter anderen die St. Venantsche Torsion im plastischen Gebiet sowie der für das Autofrettagungsverfahren wichtige dickwandige Zylinder vorgeführt.

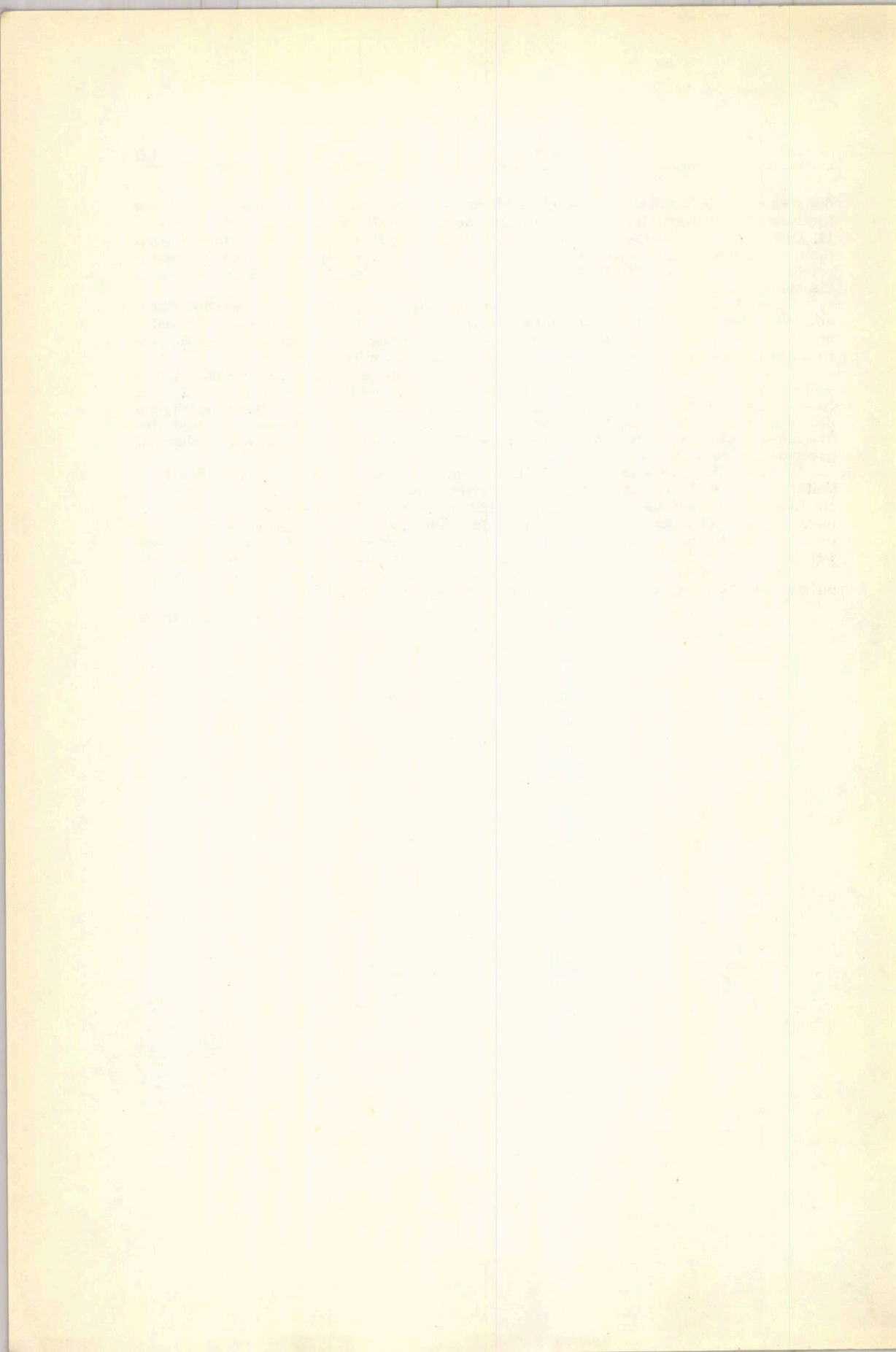
Der letzte Abschnitt (IV), *Stabilitätsprobleme*, bringt neben der Berechnung der Knicklast unter Engesser-Kármán und Shanley-Hypothese auch den Auszug einer früheren Arbeit des Verfassers, in der Plattenbeulen unter Berücksichtigung des Shanley Effektes, des differentiellen Spannungs-Verzerrungsgesetzes und der Walzanisotropie behandelt wird, wodurch die Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen gewonnen werden konnte.

Das vorliegende Werk gibt eine Darstellung des Standes der Grundlagen der Plastizitätstheorie und seine Anwendung auf Probleme mit kleinen Verzerrungen für nicht-elastisches, von Zeit und Temperatur unabhängiges Werkstoffverhalten. Das Buch hat nicht nur den Charakter eines Lehrbuches für Studenten des Bauingenieurwesens, sondern es enthält auch viele Ergebnisse, die sich unmittelbar in die Entwurfspraxis verwenden lassen und, darüber hinaus, soll es zur wissenschaftlichen Weiterarbeit anregen.

Im ganzen gesehen ist das Erscheinen des Werkes zu begrüßen und den Verfasser zu beglückwünschen, da es eine vorhandene Lücke zu schliessen beiträgt.

N. Preda



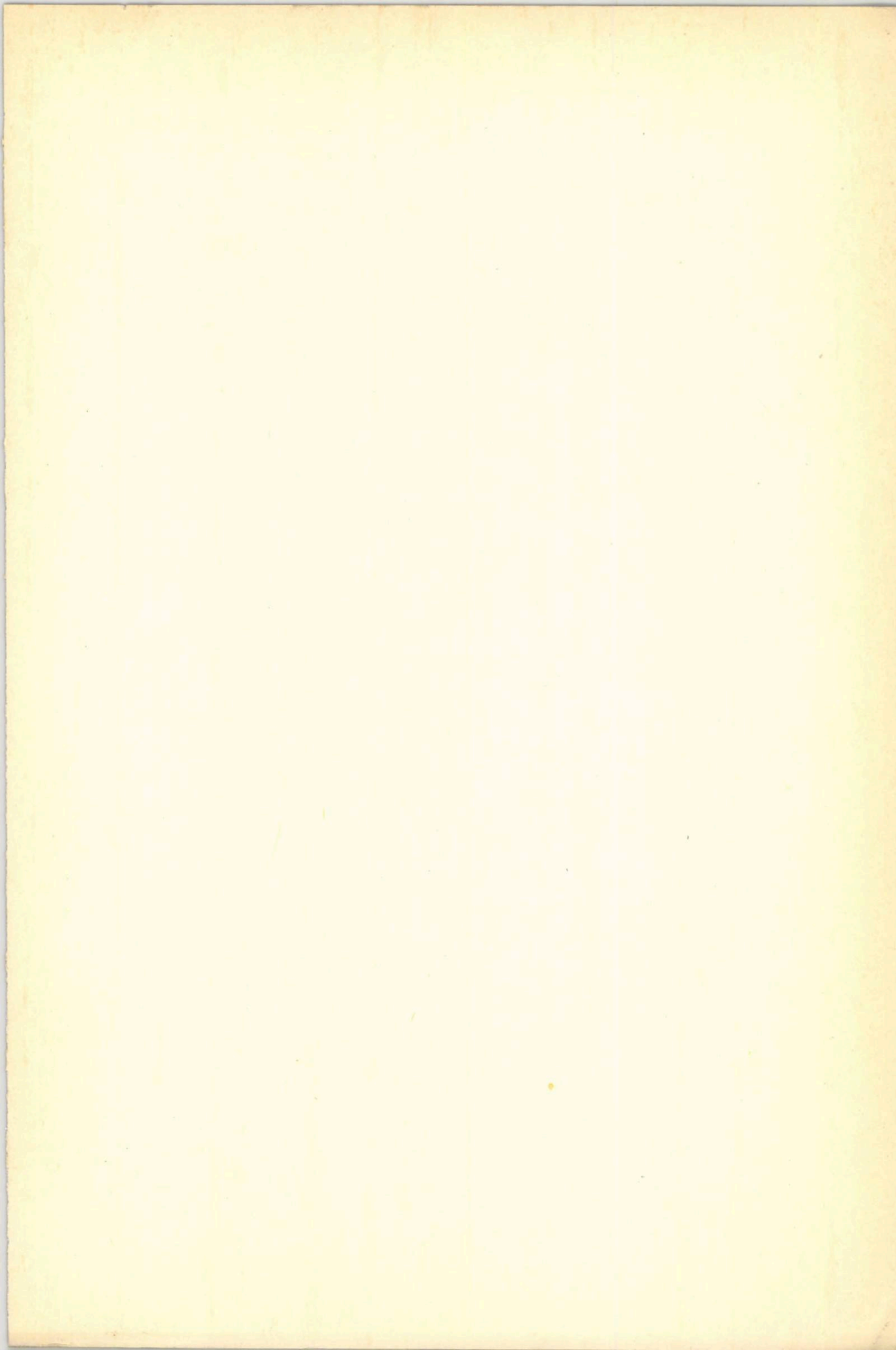


Nr. coli tipar 7,75



Tiparul executat la Intreprinderea poli-
grafică Iași, Str. Vasile Alecsandri nr. 6,
sub cd. nr. 373

Republica Socialistă România



1974 JAN 19

40822

F 1503/5

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI

Tomul XIX (XXIII)

Fasc. 3 – 4

**SECȚIA V CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ**

1973



1000
1000

1000
1000

1000
1000

1000

1000
1000

1000



BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI

TOMUL XIX (XXIII)

Fasc. 3—4

SECȚIA V CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

1973

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. em. dr. doc. GH. ALEXA, prof. em. ing. D. ATANASIU, prof. ing. C. CALISTRU,
prof. ing. T. GOLGOȚIU, prof. dr. doc. D. MANGERON (secretar),
conf. ing. A. MARCHIȘ, prof. dr. doc. D. RUSU,
acad. prof. dr. doc. CRISTOFOR SIMIONESCU (președinte)

COMITETUL DE REDACȚIE AL SECȚIEI

V. CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

Prof. dr. ing. C. CIOBANU
Conf. ing. VL. BOGHIAN
Prof. dr. ing. A. RADU

REDACȚIA

Prof. dr. doc. D. MANGERON (redactor responsabil)
Conf. dr. ing. HUGO ROSMAN (secretar)
Ing. ANETA BRAIER (redactor)

Secția V

CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

S U M A R

	<u>Pag.</u>
N. UNGUREANU, Plăci elastice rezemate pe piloți (engl., rez. rom.)	9
DAN PRECUPANU, Forma optimă a profilului dublu T (rom., rez. franc.) .	17
DAN CROITORU și EMIL LUCA, Studiul dinamic al unor structuri mecanice spațiale cu ajutorul analogiei electrice (engl., rez. rom.)	23
C. D. IONESCU, DAN PRECUPANU și RUDOLF MÜHLBÄCHER, Posibilități de utilizare a grafurilor de fluentă în analiza topologică a structurilor (I) (germ., rez. rom.)	35
IULIAN IONESCU, Determinarea stării de tensiune și de deformare în grinzi și plăci rezemate pe terenuri deformabile, luînd în considerare efectul supra-sarcinilor laterale (franc., rez. rom.)	39
MARCEL PATRAȘ, ANATOLIE MIHUL, STELUȚA CUCIUREANU, N. FLOREA și AUREL CUCIUREANU, Considerații privind influența poziției forței asupra comportării elementelor de beton armat solícitate la încovoiere (rom., rez. franc.)	49
PAULICĂ RĂILEANU și TUDOR SILION, Rezistența la forfecare a pămînturilor necoezive (engl., rez. rom.)	59
N. BOȚI și TUDOR SILION, Contribuții la studiul variațiilor sezoniere de volum a stratului de fundare din lunca riului Bahlui și influența acestora asupra comportării construcțiilor (III ₂), (rom., rez. franc.)	71
CALISTRU APREUTESEI, Contribuții la rezolvarea ecuațiilor normale generate de observații condiționate (rom., rez. franc.)	83
GH. NISTOR, EUGEN POPA, CALISTRU APREUTESEI, GH. GAVRILOV și IULIAN BARBĂLATĂ, Asupra îndesirii punctelor de triangulație prin măsurări condiționate tratate pe trei grupe (rom., rez. rus.)	89
VICTOR CIUBOTARU, MARCEL GUTMAN și N. VLAD, Instalație automatizată pentru încercarea la gelivitate a complexelor rutiere (franc., rez. rom.) . .	99

	Pag.
EUGEN FLOREA și VICTOR HAGIU, O metodă nouă de organizare a transporturilor la construcțiile de transport (rom., rez. rusă)	105
EUGEN FLOREA, O generalizare matematică a nivelării resurselor în construcții (rom., rez. rusă)	109
KALIKST GRABIEC, ANTONI LACZKOWSKI, WIESLAW NOWARA (R. P. Polonă), Unele proprietăți de rezistență și deformabilitate ale silocobetonei (germ., rez. rom.)	113
I. C. BURLACU, Influența făinii de calcar compact de la Stinca—Ștefănești, jud. Botoșani, în procesul de hidratare și întărire a cimentului (rom., rez. franc.)	119

Section V

CONSTRUCTIONS. ARCHITECTURE

C O N T E N T S

	Pp.
N. UNGUREANU, Elastic Plates Supported on Piles (English, Romanian summary)	9
DAN PRECUPANU, La forme optimale de la section du profil en double T (Romanian, French summary)	17
DAN CROITORU and EMIL LUCA, Dynamical Study of some Mechanical Space-Structures by Means of Electric Analogy (English, Romanian summary)	23
C.D. IONESCU, DAN PRECUPANU und RUDOLF MÜHLBÄCHER, Anwendungsmöglichkeiten der veränderlichen Graphen in der topologischen Analyse der Tragwerke (I) (German, Romanian summary)	35
IULIAN IONESCU, La détermination de l'état de tension et de déformation dans les poutres et les plaques appuyées sur des terrains déformables, prenant en considération l'effet des surcharges latérales (French, Romanian summary)	39
MARCEL PATRAȘ, ANATOLIE MIHUL, STELUȚA CUCIUREANU, N. FLOREA et AUREL CUCIUREANU, Considérations concernant l'influence de la position de la force sur le comportement des éléments en béton armé soumis au fléchissement (Romanian, French summary)	49
PAULICĂ RĂILEANU and TUDOR SILION, Shear Strength of Cohesionless Soil (English, Romanian summary)	59
N. BOȚI, und TUDOR SILION Untersuchung von jährliche Volumen Änderungen der Lagerungsschicht im Bahluißtal und deren Einfluß auf den Bauwerken (III ₂) (Romanian, German summary)	71
C. ALISTRU APREUTESEI, Contributions à la solution des équations normales générées par des observations conditionnées (Romanian, French summary)	83
GH. NISTOR, EUGEN POPA, CALISTRU APREUTESEI, GH. GAVRILOV et IULIAN BARBĂLATĂ, Augmentation du nombre des points de triangulation par mesures conditionnées, traitées sur trois groupes (Romanian, Russian summary)	89

	Pp.
VICTOR CIUBOTARU, MARCEL GUTMAN et N. VLAD, Installation automatique pour l'essai de la gélitivité des chaussées (French, Romanian) summary	99
EUGEN FLOREA et VICTOR HAGIU, Une nouvelle méthode d'organisation des transports dans les constructions de transport (Romanian, Russian summary)	105
EUGEN FLOREA, Une généralisation mathématique du nivellement des ressources en constructions (Romanian, Russian summary)	109
KALIKST GRABIEC, ANTONI LACZKOWSKI und WIESLAW NOWARA (Poland), Einige Eigenschaften der Festigkeit und Verformbarkeit des Silikatsbetons (German, Romanian summary)	113
I. C. BURLACU, Influence de la farine de calcaire compact de Stîncea—Ștefănești, district de Botoșani, dans le processus d'hydratation et de renforcement du ciment (Romanian, French summary)	119

Секция V

СТРОИТЕЛЬСТВО. АРХИТЕКТУРА

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Н. УНГУРЯНУ, Упругие плиты опирающие на сваи (англ., рез. рум.) .	9
ДАН ПРЕКУПАНУ, Оптимальная форма металлического двутавра (рум., рез. франц.)	17
ДАН КРОИТОРУ и ЕМИЛ ЛУКА, Динамическое исследование пространственных механических структур с помощью электрических аналогий (англ., рез. рум.)	23
К. Д. ЙОНЕСКУ, ДАН ПРЕКУПАНУ и РУДОЛЬФ МЮЛБЕХЕР, Возможности употребления направленных графов в топологических анализах структур (нем., рез. рум.)	35
ЮЛИАН ЙОНЕСКУ, Определение напряженного состояния и деформации в балках и плитах лежащих на податливом основании, считая эффект боковых перегрузок (франц., рез. рум.)	39
МАРЧЕЛ ПАТРАШ, АНАТОЛИЕ МИХУЛ, СТЕЛУЦА КУЧУРЯНУ, Н. ФЛОРЯ и АУРЕЛ КУЧУРЯНУ, Соображения влияния положения сил на поведение изгибаемых железобетонных балок (рум., рез. франц.)	49
ПАУЛИКЭ РЭИЛЯНУ и ТУДОР СИЛИОН, Сопротивление сдвигу несвязных грунтов (англ., рез. рум.)	59
Н. БОЦИ и ТУДОР СИЛИОН, Изучение сезонных изменений объема фундаментного слоя из луча реки Бахлуй и влияние названных изменений на поведение построек (III ₂) (рум., рез. нем.)	71
КАЛИСТРУ АПРЕУТЕСЕЙ, О решений нормальных уравнений с обусловленными наблюдениями (рум., рез. франц.)	83
Г. НИСТОР, ЕУДЖЕН ПОПА, КАЛИСТРУ АПРЕУТЕСЕЙ, Г. ГАВРИЛОВ, и ЮЛИАН БАРБЭЛАТЭ, О сгущений триангуляционных точек с условными измерениями рассмотренные по трем группам (рум., рез. русск.)	89

	Стр.
ВИКТОР ЧЮБОТАРУ, МАРЧЕЛ ГУТМАН и Н. ВЛАД, Автоматическое оборудование для испытания на замораживание дорожных ком- плексов (франц., рез. рум.)	99
ЕУДЖЕН ФЛОРЕА и ВИКТОР ХАДЖИУ, Новый метод организации транспорта в транспортном строительстве (рум., рез. русск.) . .	105
ЕУДЖЕН ФЛОРЕА, Математическое обобщение распределения ресурсов в строительстве (рум., рез. нем.)	109
КАЛИКСТ ГРАБИЕЦ, АНТОНИ ЛАЧКОВСКИЙ и ВЬЕСЛАВ НОВАРА (Польша), Некоторые свойств сопротивление и деформации сили- кобетонов (нем., рез. рум.)	113
И. К. БУРЛАКУ, Влияние плотного известнякового порошка от Стынка— Штефанешти, области Ботошани, на процесс гидратации и тверде- ния цемента (рум., рез. франц.)	119

ELASTIC PLATES SUPPORTED ON PILES

BY

N. UNGUREANU

1. In order to tackle the problem it is necessary to know the relation between the stresses in the pile-ends and the corresponding displacements (Fig. 1). In the present study only some results necessary to solve the problem are shortly presented considering the piles as beams in a deformable medium.

A relation may be written between the pile axial force N_p and the axial displacement u_p at the top end, as:

$$(1) \quad N_p = \frac{E_p A_p}{sl} u_p = \rho_N u_p,$$

where E_p , A_p , l are the Young's modulus, the pile area and length respectively; s is a factor that takes into account the ground deflection and usually is experimentally determined; ρ_N is the pile stiffness at axial forces, depending on the ground stiffness too.

Between the shear force, T_p , the bending moment, M_p , in the top-end of the pile and its displacements, i.e. the deflection v_p and the rotation θ_p , the following relations may be established

$$(2) \quad T_p = \rho_{T\Delta} v_p + \rho_{T\theta} \theta_p, \quad M_p = \rho_{M\Delta} v_p + \rho_{M\theta} \theta_p,$$

where $\rho_{T\Delta}$, $\rho_{T\theta}$, $\rho_{M\Delta}$, $\rho_{M\theta}$ represent the pile stiffnesses related to the axis around which the bending takes place and depends on the ground rigidity too. The first index means the stiffness kind, T — the shear force, M — the bending moment, and the second index shows the unitary actions, Δ — deflection, θ — rotation.

Most frequently the piles may be considered as beams of semi-infinite length in a deformable medium. The pile analysis may be made consequently using Winkler's hypothesis, considering the rigidity factor of the ground, $k' = \text{const.}$, for cohesive grounds, and $k' = n_h z / b_p$ (lineary variable with the depth), for non-cohesive grounds; n_h is an experimentally determined constant and b_p is the width of the pile in the normal direction on the bending plane.

In these assumption, regarding the interaction between the pile and the ground, the pile stiffnesses are [1]:

a) rigidity factor of the ground $k' = \text{const.}$:

$$(3) \quad \rho_{T\Delta} = \frac{k'b_p}{\alpha_p}, \quad \rho_{T\theta} = \rho_{M\Delta} = \frac{k'b_p}{2\alpha_p^2}, \quad \rho_{M\theta} = \frac{k'b_p}{2\alpha_p^3},$$

where, $\alpha_p = \sqrt[4]{k'b_p/4E_pI_p}$ and I_p is the inertia moment of the pile section related to its normal axis about the plane of bending;

b) rigidity factor of the ground, k' , lineary variable in depth:

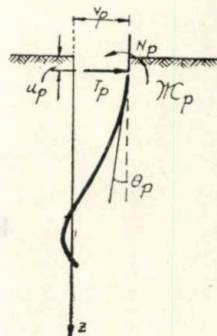


Fig. 1

$$(4) \quad \rho_{T\Delta} = 1.065 \sqrt[5]{n_h^3 (E_p I_p)^2}, \quad \rho_{T\theta} = \rho_{M\Delta} = 0.98 \sqrt[5]{n_h^2 (E_p I_p)^3},$$

$$\rho_{M\theta} = 1.4755 \sqrt[5]{n_h (E_p I_p)^4}.$$

2. The pile-ground interaction is also analysed in the assumption that the ground is considered a lineary deformable semi-space [1]...[3]. In this case the pile stiffnesses may be written (with some admissible approximations) as:

$$(5) \quad \rho_{T\Delta} = 0.963 b_p^{0.2} E_t^{0.8} (E_p I_p)^{0.2}, \quad \rho_{T\theta} = \rho_{M\Delta} = 0.7935 b_p^{0.2} E_t^{0.55} (E_p I_p)^{0.45},$$

$$\rho_{M\theta} = 1.3077 b_p^{0.2} E_t^{0.3} (E_p I_p)^{0.7},$$

where E_t is the deformation modulus of the ground which can be determined experimentally.

In order to perform the analysis of elastic plate on piles following assumptions are made.

The piles have the same dimensions and are alike directed, they are vertically or equally inclined, and have the same size of plate afferent area. After the system is deformed the tangent to the pile deflected axis remains normal on the plate deflected surface and thus we can conclude that the maximal bending direction of a pile corresponds to the maximal bending direction for the plate, in the geometrical center of the pile connection. Instead of the discret link between the piles and the plate an equivalent continuous supporting medium is introduced. This continuous medium is realised by an uniform distribution of the pile stiffnesses with respect to afferent areas (Fig. 2), thus obtaining the rigidity factors of the medium. Those factors are given by:

$$(6) \quad k = \frac{\rho_N}{\Omega},$$

where k is the displacement medium rigidity, ρ_N — the pile stiffness for axial force, Ω — the area of the plate, afferent to one pile, and by:

$$(7) \quad k_x^* = \frac{\rho_x}{\Omega}, \quad k_y^* = \frac{\rho_y}{\Omega},$$

where k_x^* and k_y^* are the rotational rigidities of the medium (distorsional stiffnesses), ρ_x and ρ_y are the bending stiffnesses of the pile, in the corresponding directions taken as $\rho_{M\theta}$ and being computed by considering the main axis of the pile section.

If the influence of the plate thickness is taken into account, the stiffnesses ρ_x and ρ_y are replaced by ρ_x^* and ρ_y^* , which are given by [1]:

$$(8) \quad \rho^* = \rho_{T\Delta} h_1^2 + (\rho_{M\Delta} + \rho_{T\theta}) h_1 + \rho_{M\theta},$$

where h_1 represents one half of the plate thickness in the pile connection point. The stiffnesses $\rho_{T\Delta}$, $\rho_{T\theta}$, $\rho_{M\Delta}$, $\rho_{M\theta}$ are computed about the main central axis of the section, that is, $y-y$ for ρ_x^* and $x-x$ for ρ_y^* .

The stress-distribution that occurs in the hypothetical supporting medium will be:

$$(9) \quad \bar{p} = k\bar{w},$$

where w is the plate displacement.

The distributed moments (m_x , m_y) from the same medium in the coordinate axis direction, according to the considered hypotheses, are the following:

$$(10) \quad m_x = k_x^* \frac{\partial w}{\partial x} = k_x^* \theta_x, \quad m_y = k_y^* \frac{\partial w}{\partial y} = k_y^* \theta_y.$$

The most frequently piles used in practice have $\rho_x = \rho_y$, ($\rho_x^* = \rho_y^*$) and therefore

$$(11) \quad k_x^* = k_y^* = k^*, \quad m_x = k^* \frac{\partial w}{\partial x}, \quad m_y = k^* \frac{\partial w}{\partial y}.$$

For $\bar{p}$, m_x , m_y taken as reactions in (9), (10) and (11), the negative sign is applied.

The couples values m_x and m_y in any point of the plate are proportional to the plate slopes in the direction of the axes.

One could immediately see that Lagrange's equation do not allow to include m_x and m_y in the analysis, therefore corresponding modifications to this equation are to be introduced.

3. An infinitesimal element of dimensions dx , dy and h having on its sides the bending moments M_x and M_y , twisting moment M_{xy} and shear forces T_x and T_y and the afferent loads is considered. The equilibrium of this element leads to the following equations:

$$(12) \quad \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial y} - T_x - m_x = 0, \quad \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial M_y}{\partial y} - T_y - m_y = 0,$$

$$\frac{\partial T_x}{\partial x} + \frac{\partial T_y}{\partial y} + p(x, y) = 0.$$

These three equilibrium-equations can be replaced by a single differential equation of the form :

$$(13) \quad \frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} - \frac{\partial m_x}{\partial y} - \frac{\partial m_y}{\partial x} + p(x, y) = 0.$$

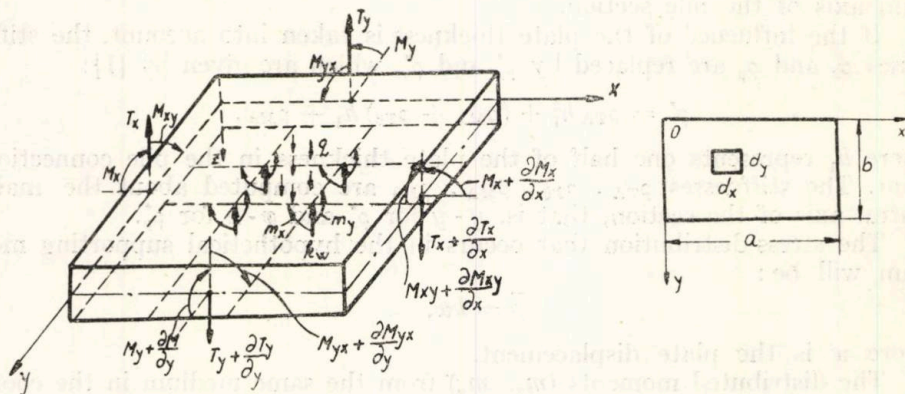


Fig. 2

By analysing the stresses on the section one may conclude that M_x , M_y and M_{xy} keep the well known form :

$$(14) \quad \begin{aligned} M_x &= -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), & M_y &= -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right), \\ M_{xy} &= -D(1 - \nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}, \end{aligned}$$

where $D = Eh^3/12(1 - \nu^2)$, E and ν being the Young's modulus and Poisson's ratio respectively of the plate and h being the plate thickness.

If M_x , M_y and M_{xy} in relations (14) and m_x , m_y in relations (10) are replaced in (13), taking into account that $p(x, y) = q(x, y) - k w$, the differential equation of the deformed plate surface will be obtained as :

$$(15) \quad \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} - \frac{1}{D} \left(k_x^* \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + k_y^* \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) + \frac{k w}{D} = \frac{q(x, y)}{D},$$

$q(x, y)$ being the distributed load applied on the plate.

For particular case when $k_x^* = k_y^* = k$, and with notation $\Delta = \partial^2/\partial x^2 + \partial^2/\partial y^2$, the equation (15) becomes :

$$(15') \quad \Delta \Delta w(x, y) - \frac{k^*}{D} \Delta w(x, y) + \frac{k}{D} w(x, y) = \frac{q(x, y)}{D}.$$

The shear forces T_x and T_y can be derived from the first two equilibrium equations of the system (12) by taking into account (10) and (14), their expressions being given by :

$$(16) \quad T_x = -D \left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \right) + k_x^* \frac{\partial w}{\partial x}, \quad T_y = -D \left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} + \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} \right) + k_y^* \frac{\partial w}{\partial y},$$

or, when $k_x^* = k_y^* = k^*$,

$$(16') \quad T_x = -D \frac{\partial}{\partial x} \Delta w + k^* \frac{\partial w}{\partial x}, \quad T_y = -D \frac{\partial}{\partial y} \Delta w + k^* \frac{\partial w}{\partial y}.$$

The boundary support conditions are established elsewhere excepting the restriction $T_n^* = T_n + \partial M_{nt} / \partial t = 0$, which correspond to a free boundary, and becomes :

$$(17) \quad \frac{\partial^3 w}{\partial n^3} + (2 - \nu) \frac{\partial^3 w}{\partial n \partial t^2} - \frac{k_n^*}{D} \cdot \frac{\partial w}{\partial n} = 0,$$

(n means the normal direction to the boundary and t — the tangent direction).

By integrating the differential equation (15) or (15') the equation of the deformed surface of the plate, $w(x, y)$, is obtained.

By means of the relations (14) and (16) the bending moments, the twisting moment and the shear forces into the plate are determined.

The axial force in one pile may be computed as

$$(18) \quad N_p = \int_{\bar{\Omega}} \bar{p}_1 d\Omega = \int_{\bar{\Omega}} k w d\Omega,$$

$\bar{p}_1$ being the pressure into the hypothetical medium, or approximately :

$$N_p = \rho_N w,$$

where w represent the displacements of the plate.

The moments from the upper top of the pile can be derived with a sufficient accuracy, by means of the relations :

$$(20) \quad \begin{cases} M_{px} = \rho_x \frac{\partial w}{\partial x} & \text{or} & M_{px} = \rho_x^* \frac{\partial w}{\partial x}, \\ M_{py} = \rho_y \frac{\partial w}{\partial y} & \text{or} & M_{py} = \rho_y^* \frac{\partial w}{\partial y}. \end{cases}$$

The piles are therefore subjected to axial force and to bending moment.

The solutions of the differential equation (15') depend both on the kind of boundary supports of the plate and on its acting forces.

Some structures have walls of high rigidity, so that the plate can be considered either simply supported or embedded on the whole outline or only on some of its sides ; the supports have vertical displacements (sett-

lements) which also must be taken into account. This kind of structures refer to buildings with shear-walls, or rigid basements of reinforced concrete-walls, siloes, tanks, etc.

4. In order to find the solution of the differential equation (15), the orthogonal functions may be used and among them the Fourier's series are the most indicated for the rectangular plates.

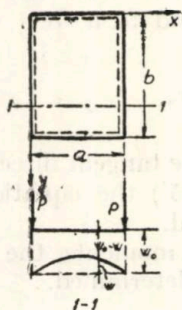


Fig. 3

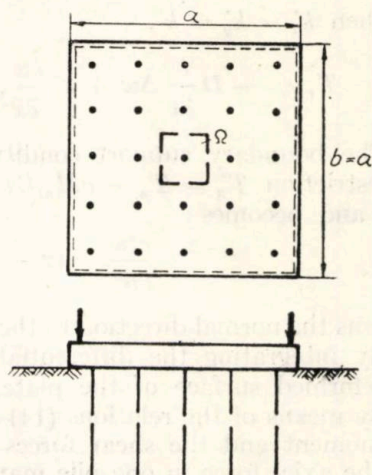


Fig. 4

We present the solution for a rectangular plate on pile with constant thickness, simply supported on sides and loaded on boundaries with forces of constant intensity.

Since the plate is loaded only on its boundaries, as seen in Fig. 3, the distributed load on the plate will be :

$$(21) \quad \bar{p} = k(w - w_0),$$

which is introduced instead of the load $q(x, y) = kw$; the equation (15') may then be written as

$$(22) \quad \Delta \Delta w(x, y) - \frac{k^*}{D} \Delta w(x, y) + \frac{k}{D} w(x, y) = \frac{k w_0}{D}.$$

The term $k w_0 / D$ is extended in a double Fourier's series :

$$(23) \quad \frac{k}{D} w_0 = \sum_{m=1,3,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} a_{mn} \sin \frac{m\pi}{a} x \sin \frac{n\pi}{b} y,$$

where

$$(24) \quad a_{mn} = \frac{4k w_0}{abD} \int_0^a \int_0^b \sin \frac{m\pi}{a} x \sin \frac{n\pi}{b} y \, dx \, dy = \frac{16}{mn\pi^2} \cdot \frac{k}{D} w_0.$$

The equation of the plate deformed surface is also taken as a sinus double Fourier's series, which, for the chosen system of axes (Fig. 3), satisfies the boundary conditions

$$(25) \quad w = \sum_{m=1,3,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} A_{mn} \sin \frac{m\pi}{a} x \sin \frac{n\pi}{b} y.$$

With the condition that expression (25) satisfies the differential equation (22), A_{mn} is derived as

$$(26) \quad A_{mn} = \frac{a_{mn}}{\pi^4 \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 + \frac{\pi^2}{D} k^* \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right) + \frac{k}{D}}.$$

From the equilibrium-equation it results:

$$(27) \quad R = \int_0^a \int_0^b k w(x, y) dx dy,$$

where $R = P(2a + 2b)$ is the outer-forces resultant applied on the boundary, we deduce

$$(28) \quad w_0 = \frac{\pi^4 D R}{64 a b k^2} \frac{1}{\sum_{m=1,3,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} m^2 n^2 \left[\pi^4 \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 + \frac{\pi^2 k^*}{D} \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right) + \frac{k}{D} \right]}.$$

5. Several numerical examples were carried out considering a square plate supported on piles and loaded on its border by means of a rigid wall structure.

The piles were placed at equal distances of 120 cm. The plate was considered as simply supported on the walls of superstructure. The settlement of supporting border is uniformly as a result of the uniform loading along the plate border.

The following parameters were varied as follows. The plate span was successively considered as 600 cm, 900 cm and 1,200 cm. The nature of foundation soil under the pile vertex was considered by means of the coefficient s , the values of which were taken from 1 to 5; the behaviour of soil in which piles were introduced was described by the coefficient k' , having values between 0.5 daN/cm³ and 4.0 daN/cm³. The cross area of pile section was taken successively as 30 × 30 cm², 35 × 35 cm², 40 × 40 cm² and 45 × 45 cm², while pile length was maintained at a constant value of 14 m. The plate thickness was taken between 30 cm and 60 cm. The resultant load of plate has values from 8 × 10⁵ daN to 18 × 10⁵ daN.

6. The following conclusions were drawn from those results:

a) Double Fourier's series are fast convergent, the first three terms being sufficient for practical purposes.

b) In case that the effect of pile embadding into plate is considered, the computation work is very little increased as compared with case when this effect is ignored.

c) For the case under consideration the influence of pile embedding into plate upon plate deformations as well as upon axial force at the pile top-end, was 5 ... 35% in comparison with case when this effect is not considered.

d) The most significant fact which resulted was that bending moments at pile top-end lead to pile stressed of the same magnitude order as those given by axial force.

Received, March 18, 1974

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Building Mechanics

REFERENCES

1. Ungureanu N., *Contribuții la calculul radierelor elastice pe piloți*. Doct. Diss., Polyt. Inst. Jassy, 1969.
2. Ungureanu N., *Calculul unor plăci rezemate pe piloți*. St. și cerc. de mec. apl., **31**, 4, 851—864 (1972).
3. Vesic A., *Contribution à l'étude des fondations sur pieux verticaux et inclinés*. Ann. des Trav. Publ. de Belgique, **6** (1956).

PLĂCI ELASTICE REZEMATE PE PILOȚI

(Rezumat)

Se analizează problema plăcilor elastice rezemate pe piloți, considerindu-se piloții ca bare introduse într-un mediu liniar deformabil, și încastrați la capetele superioare în placă. Rezultate importante, obținute de autor în această direcție, au fost expuse în teza sa de doctorat. În lucrarea de față se formulează ecuația diferențială a plăcii deformate, se dau expresiile eforturilor și condițiile de contur, luând în considerare efectul încastrării piloților în placă și se indică o soluție pentru plăcile care susțin construcții cu pereți rigizi.

Se poate sublinia, ca rezultat practic deosebit, evidențierea efectului important al încovoierii asupra stării de tensiuni din piloți.

FORMA OPTIMĂ A PROFILULUI DUBLU T

DE

DAN PRECUPANU

1. Introducere

Problema dimensionărilor optime constituie, în general, obiectul a numeroase studii și cercetări, dar cu toate acestea ea nu este încă pe deplin elucidată din cauza diversității parametrilor care trebuie luați în considerare la soluționarea ei. În contextul acestor preocupări, în cele ce urmează se studiază problema alegerii optime a proporției secțiunii dublu T, frecvent folosită la realizarea grinzilor metalice solicitate la încovoiere.

Este îndeajuns de bine cunoscut faptul că din punct de vedere al rezistenței, eficiența secțiunii solicitate de momentul încovoietor crește odată cu creșterea înălțimii. Dezvoltarea secțiunii în planul de încovoiere este însă limitată de condițiile de stabilitate ale elementului respectiv. Trebuie subliniat de asemenea faptul că pentru un anumit consum de material și o anumită siguranță la stabilitate, impuse de la început, există o infinitate de posibilități privind proporția materialului în inimă și tălpi. Din mulțimea posibilă a profilelor care au aceeași arie și aceeași siguranță la stabilitate (a inimii), optim este acela pentru care momentul încovoietor capabil este maxim.

În considerațiile care vor urma se va presupune că profilul metalic este solicitat la încovoiere plană, efectul momentului încovoietor fiind preponderent în raport cu cel al forței tăietoare. Secțiunea fiind cu pereți subțiri, se va admite că înălțimea sa este egală cu înălțimea inimii, aproximația introdusă fiind admisibilă pentru calcul.

2. Caracteristicile geometrice ale secțiunii

Grinzile metalice solicitate la încovoiere au în mod obișnuit secțiunea în formă de dublu T (fig. 1 a). Uneori, în practică, se pot întâlni și forme mai complexe (fig. 1 b, 1 c), dar acestea pot fi reduse, pentru ușurința calculului, la un profil dublu T echivalent și din acest motiv secțiunea la care ne vom referi mai departe va fi cea din fig. 1 a.

Dacă se introduc parametrii:

$$\lambda = \frac{h}{t}, \quad m = \frac{A_t}{A} \quad \text{și} \quad a = \frac{h_2}{h_1}$$

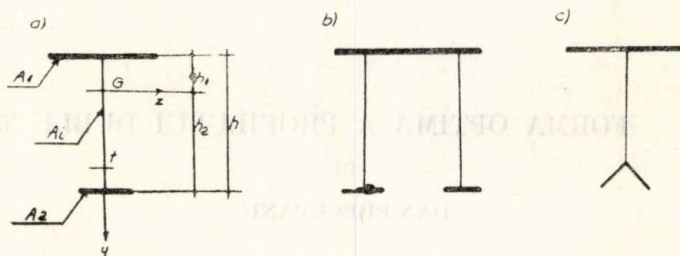


Fig. 1

atunci, așa după cum se arată în unele lucrări de specialitate [1], toate caracteristicile geometrice ale secțiunii pot fi exprimate prin relațiile:

$$(1) \quad \begin{cases} A = A_1 + A_2 + A_t, & h = \sqrt{\lambda m A}, \\ A_t = m A, \\ A_1 = A \left(\frac{a}{a+1} - \frac{m}{2} \right), & W_{z1} = \frac{6a - m(a+1)^2}{6(a+1)} \sqrt{\lambda m A^3}, \\ A_2 = A \left(\frac{1}{a+1} - \frac{m}{2} \right), & W_{z2} = \frac{6a - m(a+1)^2}{6(a+1)} \sqrt{\lambda m A^3}. \end{cases}$$

În cazul problemei studiate, mărimile A și λ sînt constante, iar m și a variabile. Cu determinarea acestora din urmă ne vom ocupa în cele ce urmează.

3 Stabilirea parametrilor optimi

3.1. Domeniul de comportare elastică a materialului

a) *Rezistențele admisibile la fibrele întinse și comprimate, egale* ($\sigma_{a1} = \sigma_{a2}$).

În acest caz (fig. 2) este evident că profilul optim trebuie să fie simetric. Drept consecință rezultă $a=1$, iar expresia modulului de rezistență devine:

$$(2) \quad W_z = \frac{3-2m}{6} \sqrt{\lambda m A^3}.$$

Valoarea parametrului m corespunzătoare momentului încovoietor capabil (sau modulului de rezistență W_z) maxim, rezultă din condiția:

$$(3) \quad \frac{dW_z}{dm} = 0.$$

Ținând seama de relația (2), condiția (3) conduce la

$$(4) \quad m = \frac{1}{2}.$$

În consecință, atunci cînd $\sigma_{a1} = \sigma_{a2}$, proporția optimă a profilului dublu T simetric este stabilită de relațiile :

$$(5) \quad A_t = \frac{1}{2} A, \quad A_1 = A_2 = A_t = \frac{1}{4} A.$$

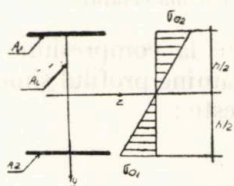


Fig. 2

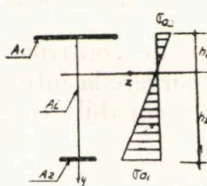


Fig. 3

b) *Rezistențele admisibile la fibrele întinse și comprimate, diferite ($\sigma_{a1} \neq \sigma_{a2}$).*

În acest caz este de asemenea evident că, profilul optim va avea o formă nesimetrică. Se poate însă observa că parametrul a are expresia :

$$(6) \quad a = \frac{h_2}{h_1} = \frac{\sigma_{a1}}{\sigma_{a2}} = r,$$

valoarea sa fiind determinată de datele inițiale ale problemei.

Expresia modului de rezistență, dacă se are în vedere relația (6), rezultă a fi o funcție numai de parametrul m . Valoarea acestuia, pentru care momentul încovoietor capabil este maxim, rezultă din condiția (3), care conduce la :

$$\frac{1}{2\sqrt{m}} [6r - m(r+1)^2] - \sqrt{m}(r+1)^2 = 0,$$

de unde se obține :

$$m = \frac{2r}{(r+1)^2},$$

sau ținând cont de (6) :

$$(7) \quad m = \frac{2\sigma_{a1}\sigma_{a2}}{(\sigma_{a1} + \sigma_{a2})^2}.$$

Proporția optimă a profilului dublu T nesimetric rezultă din relațiile (1) în care coeficientul m are valoarea dată de relația (7):

$$A_t = \frac{2r}{(r+1)^2} A = \frac{2\sigma_{a1} \sigma_{a2}}{(\sigma_{a1} + \sigma_{a2})^2} A,$$

$$A_1 = \frac{r^2}{(r+1)^2} A = \frac{\sigma_{a1}^2}{(\sigma_{a1} + \sigma_{a2})^2} A,$$

$$A_2 = \frac{1}{(r+1)^2} A = \frac{\sigma_{a2}^2}{(\sigma_{a1} + \sigma_{a2})^2} A.$$

3.2. Domeniul de comportare plastică a materialului

La oțelul de construcție limita de curgere la compresiune fiind egală cu limita de curgere la întindere, semnificativ rămîne profilul simetric (fig. 2).

Momentul capabil al articulației plastice este:

$$M_p = 2S_0 \sigma_c,$$

în care:

$$S_0 = \frac{h}{4} \left(2A_1 + \frac{A_t}{2} \right) = \frac{\sqrt{\lambda m A^3}}{8} (2-m).$$

Din condiția

$$(8) \quad \frac{dS_0}{dm} = 0$$

se obține

$$(9) \quad m = \frac{2}{3}.$$

Prin urmare, relațiile cu care se determină ariile tălpilor și inimii în raport cu aria totală a secțiunii sînt de forma:

$$A_t = \frac{2}{3} A, \quad A_i = \frac{1}{6} A.$$

Este semnificativ de subliniat faptul că în domeniul de comportare plastică, forma optimă concentrează mai mult material în inimă decît în domeniul elastic. Dacă se ține seama de faptul că sveltețea inimii este aceeași în cele două faze de comportare a materialului, rezultă că secțiunile deduse din calcul în domeniul plastic vor avea înălțimea mai mare decît cele care s-ar stabili prin calcul în domeniul elastic.

4. Concluzii

Rezultatele stabilite permit alegerea rațională a proporției ariei în tălpi și inimă, pentru profilul dublu T solicitat la încovoiere plană în cazul când momentul încovoietor are efect predominant în raport cu forța tăietoare. Este cazul frecvent al grinzilor lungi folosite la structurile de rezistență ale construcțiilor.

Primită la 6 iunie 1971

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor

BIBLIOGRAFIE

- 1 Б е л е н я Е. И., *Предварительно напряженные металлические несущие конструкции*. М., 1963.
2. П о р е с ц у V., *Construcții metalice*. Ed. Tehn., Buc., 1963.

LA FORME OPTIMALE DE LA SECTION DU PROFILE EN DOUBLE T

(Résumé)

On étudie le problème de la détermination des paramètres qui définissent la proportion optimale du profile métallique en double T sollicité par un moment fléchissant. On examine le cas des sections symétriques et asymétriques calculées tant dans le domaine élastique que dans le domaine plastique du matériel.

DYNAMICAL STUDY OF SOME MECHANICAL SPACE-STRUCTURES, BY MEANS OF ELECTRICAL ANALOGY

BY

DAN CROITORU and EMIL LUCA

1. Introduction

The study of the behaviour of structures acted in dynamic regime and particularly of the structures seismically acted has developed lately, being at present an autonomous discipline in the family of the structural mechanics disciplines. Among the causes determining this development, to be mentioned is the appearance of the analyse technique that allows to carry out dynamical analyses of some complexe structures.

Meanwhile the main part of the structural designs located in seismic areas are still carried out by means of the modal analyse that takes into consideration but the elastic-linear properties of the building materials.

Quite helpful in the study of the seismically acted structures is the electrical modelling. The report between the mechanical structure to be studied and the equivalent electrical model is assured by a mathematical model owing to present the same possibilities of deformation and absorbtion of oscillation energy like the considered mechanical structure. The members that define the mathematical models are thus chosed to be calculated by means of structural static approaches which would be experimentally determined through the agency of the dynamic characteristics gauged on the structure or on the analogue electrical model of the mechanical structure.

2. Mathematical Assumptions

For most structures, the adequate mathematical model for studying the structural behaviour under seismical actions is that of an oscilloscope having an appointed number of liberty degrees. For higher structures one considers the masses to be lumped at the floor level.

We consider the general case when a disturbing force $F(t)$, respectively the seismic forces, acts upon the mechanical system (Fig. 1). The differential equation of the system vibrations is:

$$(1) \quad m\ddot{x} + \beta\dot{x} + kx = F(t) = -m\ddot{y}_t.$$

The general solution of the homogenous equation has been found to have the shape

$$(2) \quad x = C_1 e^{\lambda_1 t} + C_2 e^{\lambda_2 t}.$$

When $\beta < \beta_{cr}$ the solution is

$$(3) \quad x = e^{-\beta/2m} (A_1 \cos pt + A_2 \sin pt) = A_0 e^{-\beta/2m} \sin(pt + \varphi).$$

In all the cases it has a tendency to zero when the time becomes infinite. A peculiar solution of equation (1) will be found as

$$x_f = e^{-nt} u, \quad n = \frac{\beta}{2m} = \omega_n \frac{\beta}{\beta_{cr}},$$

where u is a peculiar time function which is to be determined. Since x_f is a solution of the equation (1) doing the necessary derivation and substitution, we can obtain the equation that determines the function u :

$$m\ddot{u} + m(\omega_n^2 - n^2)u = e^{nt} F(t).$$

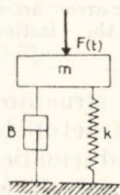


Fig. 1

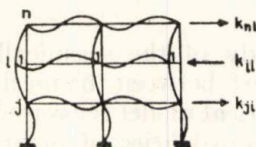


Fig. 2

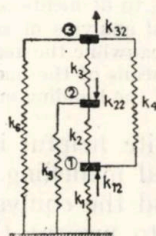


Fig. 3

This equation takes the form:

$$m\ddot{x} + kx = F(t).$$

The particular solution u will be given by

$$u = \frac{1}{m \sqrt{\omega_n^2 - n^2}} \int_0^t e^{-n(t-\tau)} F(\tau) \sin \sqrt{\omega_n^2 - n^2} (t - \tau) d\tau.$$

Consequently,

$$x_f = \frac{1}{m \sqrt{\omega_n^2 - n^2}} \int_0^t e^{-n(t-\tau)} F(\tau) \sin \sqrt{\omega_n^2 - n^2} (t - \tau) d\tau.$$

Considering the case when $\beta < \beta_{cr}$ and using the notation

$$p = \sqrt{\omega_n^2 - n^2} = \omega_n \sqrt{1 - (\beta/\beta_{cr})^2}$$

the general solution of the differential equation (1) will be

$$x = Ae^{-\beta t/2m} \sin(pt + \psi) + \frac{1}{mp} \int_0^t e^{-\beta(t-\tau)/2m} F(\tau) \sin p(t-\tau) d\tau,$$

where A and ψ are constants of integration that are determined out of the initial conditions.

In equation (1) we have considered: m —the diagonal matrix of masses, β —the damping matrix, k —the stiffness matrix, $\ddot{y}_t$ —the soil acceleration during the seismic action and x —the relative displacements vector against the structure bottom.

The elements of the matrix stiffness are practically determined by means of an analyse scheme that must express correctly the structure basical characteristics and all the existent joints in the structure that are coworking with the structure. In Fig. 2 is to be seen a three levelled frame where the stiffness K is the force producing an unitary displacement of the mass i , the displacement of the other masses, j , being vanished by the stiffness K_{ij} . The relations between the mathematical models stiffnesses K_i and the real system stiffnesses K_{ir} are established like in Fig. 3. As the stiffness K_{ij} is experimentally determined during the oscillation of the mechanical system, one uses the relation

$$(3') \quad \frac{1}{\omega^2} [k]x = [m]x.$$

The damping matrix elements may be determined both as a linear combination of the rigidity matrix elements and of the mass matrix $[m]$, and experimentally, putting the structure in oscillation state:

$$(3'') \quad \frac{1}{2\omega} [\beta] \{x\} = [m] \{x\} \quad \text{or} \quad \frac{1}{2\omega\eta} [\bar{\beta}] \{x\} = [m] \{x\},$$

where η is the critical damping fraction.

By means of experimental determinations the critical damping fraction was established not to be the same for all the oscillation modes but in analyses both η and $[\beta]$ and $[\bar{\beta}]$ remain constant all the testing time. In the mathematical models are appearing relative damping and absolute damping shown by electrical modelling.

During the seismic action, the structural foundation is considered to suffer both a rotation with an angle $\varphi(t)$ and an elastic translation $y_0(t)$. The differential equation system of the structure displacement will be then:

$$(4) \quad [m] \{\ddot{x}\} + [\beta] \{\dot{x}\} + [k] \{x\} - \varphi [k] \{h_i\} - y_0 [k] + \dot{\varphi} [\beta] \{h_i\} + y_0 [\beta] = \\ = -[m] \ddot{y}_t + \dot{y}_t [\beta],$$

where $\dot{y}_t$ is the ground velocity during the seismic action and:

$$\varphi = \frac{1}{R\varphi} \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i h_i, \quad y_0 = \frac{1}{K_r} \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i;$$

$\{h_i\}$ is the displacement vector of the upper part of the foundation up to each mass separately.

3. Aspects of Electrical Analogy

One tries, as much as possible, to reproduce most exactly the differential equations systems (1) or (4), taking into account in the same time of the foundation soil influence. Nonlinear elements may also be introduced in these analogue systems in order to simulate the plastic behaviour of the considered structure.

The analyse hypotheses are the following: a) the masses are lumped at the floor levels, b) the floors are displacing parallel with each other, c) the translation effect of the foundation is neglected, d) the soil influence is reduced to the rotation effect of the foundation with an angle $\varphi(t)$.

The equation system characterizing the mechanical motion may be written in this case (for two degrees of liberty):

$$(5) \quad \begin{cases} m_2 \ddot{x}_2 + \beta_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1 - h\dot{\varphi}) + k_2 (x_2 - x_1 - h\varphi) + \\ \quad \beta_2' [\dot{y}(t) + \dot{x}_2] + m_2 \ddot{y}(t) = 0, \\ m_1 \ddot{x}_1 + \beta_1 (\dot{x}_1 - h\dot{\varphi}) + \beta_2 (\dot{x}_1 - \dot{x}_2 + h\dot{\varphi}) + k_1 (x_1 - h\varphi) + \\ \quad + k_2 (x_1 - x_2 + h\varphi) + \beta_1' [\dot{y}(t) + \dot{x}_1] + m_1 \ddot{y}(t) = 0, \end{cases}$$

where: m_i — the floor masses, k_i — the stiffness between the stories, β_i — the damping between the stories, β_i' — the damping against a fixed guide mark, h — the height of stories, $\ddot{y}(t)$ — the acceleration of the foundation soil, $\dot{y}(t)$ — the velocity of the foundation soil (considered to displace in the same time with the building bottom).

In which concerns the angle $\varphi(t)$ of the foundation rotation it must be obtained out of the equation:

$$(6) \quad \sum m \ddot{x} h = m h \sum_1^2 i \ddot{x}_i = k_\varphi \varphi,$$

where $\sum m \ddot{x} h$ is the total moment which is acting at the structure bottom, x being the absolute displacement. The equations (5) and (6) may be modelled according to the scheme presented in Fig. 4.

The equations of independent mesh in the electrical analogue scheme in the mechanical system are:

$$(7) \quad \begin{cases} L_2 \ddot{q}_2 + R_2 (\dot{q}_2 - \dot{q}_1) + \frac{1}{C_2} (q_2 - q_1) + R'_2 [\dot{Q}(t) + \dot{q}_2] + L_2 \ddot{Q}(t) = 0, \\ L_1 \ddot{q}_1 + R_1 \dot{q}_1 + R_2 (\dot{q}_1 - \dot{q}_2) + \frac{1}{C_1} q_1 + \frac{1}{C_2} (q_1 - q_2) + \\ R'_1 [\dot{Q}(t) + \dot{q}_1] + L_1 \ddot{Q}(t) = 0. \end{cases}$$

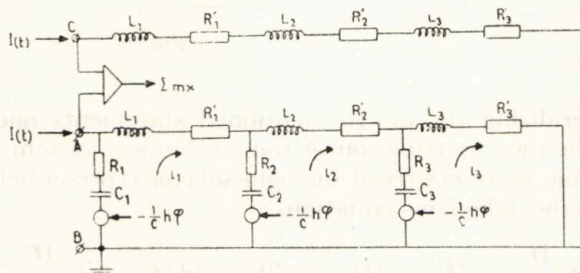


Fig. 4

If the damping forces are neglected against the inertia and elastical ones, the following analogy between the magnitudes is to be observed:

$$m = L, \quad k = \frac{1}{C}, \quad x = q, \quad \ddot{y}(t) = \ddot{Q}(t) = \dot{I}.$$

Furthermore, we must introduce, in each mesh of the electrical run, a tension equalling $-\frac{1}{C} h\varphi$, where φ is the rotation angle of the foundation, variable in time.

The maximum basical shearing force approximatively equals the maximum basical elastic force:

$$F_t \approx F_e = k \dot{x}_1 = k (x_1 - h\varphi).$$

Taking into account that $k = 1/C$, $x_1 = q_1$,

$$F_t = \frac{1}{C_1} (q_1 - h\varphi) = \frac{1}{C_1} q_1 - \frac{1}{C_1} h\varphi,$$

where $\frac{1}{C_1} q_1 - \frac{1}{C_1} h\varphi$ is the measured tension between the upper clamp of the condenser C_1 and the mass.

When modelling very high mechanical structures where the bending moment exceeds in value the basic shearing force (as, for example, the „stack“-type structures), an electrical analogue scheme, like that presented in Fig. 5, is to be preferred.

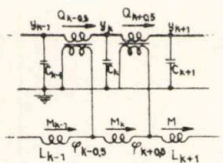


Fig. 5

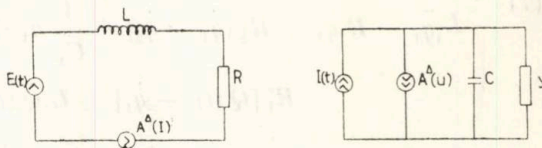


Fig. 6

When generalizing the above mentioned statements one can say that, starting from the moving equation of the mechanical system (1), represented in Fig. 1, we come to an electrical analogue scheme represented in Fig. 6, which corresponds to the following equations:

$$(8) \quad A^A(I) + L \frac{dI}{dt} + RI = E(t), \quad (9) \quad A^A(U) + C \frac{dU}{dt} + YU = I(t).$$

By comparing the equations (8) and (9) to (1) we induce them to be alike, if the following conditions are fulfilled:

$$(10) \quad A^A(I) = R_y \frac{\partial^2 I}{\partial t^2}, \quad A^A(U) = Y_y \frac{\partial^2 U}{\partial t^2},$$

where: R_y — the limit resistance of analyser in the current, Y_y — the limit conductivity of the analyser in tension.

This analogy system is more complex than the earlier presented systems, allowing, in addition, a discretization of each parameter of the elastic system.

4. Experimental Determinations

By using the above described analogue modelling we have analysed the behaviour in seismic regime of some precast structures of space members (Fig. 7), of which static scheme, dynamic scheme, geometrical elements and loads for the dynamical analyse are represented in Fig. 8.

The authors have followed in this experimentation the structural dynamic characteristics determination (Tab. 1 and 2), the natural period of oscillation and the corresponding oscillation mode pattern (Tab. 4, 5 and Fig. 9, 10), as well as the determination of the seismic response of the structure (Tab. 3), by exciting the analogous models by means of various earthquakes, the accelerograms of which are well known.

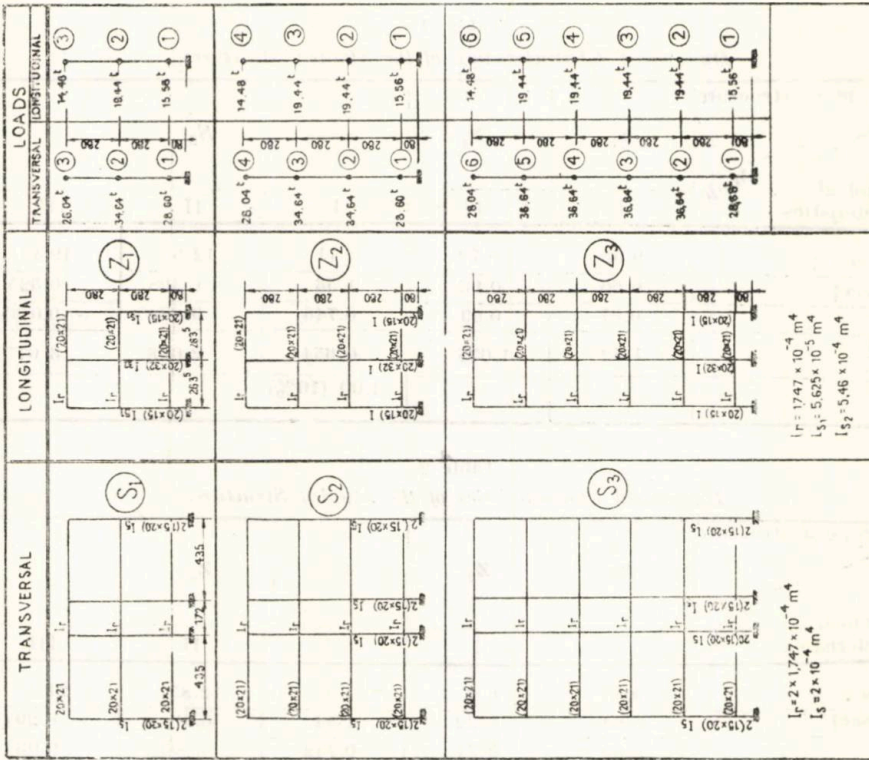
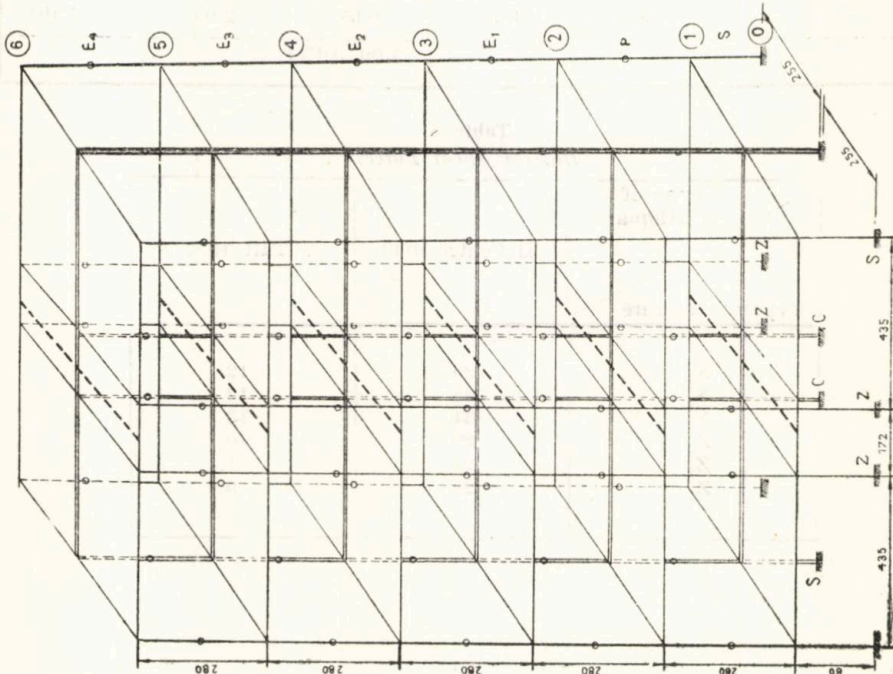


Table 1
Dynamical Characteristics of the Studied Structures

Type of structure Dynamical characteristics Mode	S_1	S_2	S_3		
	I	I	I	II	III
ω [sec ⁻¹]	9.58	6.78	4.11	12.6	19.35
T [sec]	0.66	0.93	1.53	0.498	0.325
ε	0.67	0.69	0.746	0.084	0.0304
$\beta = \frac{1}{T}$	1.52	1.075	0.654	2.008	3.077
$\psi(\nu)$			1.00 (10%)		

Table 2
Dynamical Characteristics of the Studied Structures

Type of structure Dynamical characteristics Mode	Z_1	Z_2	Z_3		
	I	I	I	II	III
ω [sec ⁻¹]	9.89	6.87	4.07	12.85	21.4
T [sec]	0.64	0.92	1.54	0.49	0.294
ε	0.66	0.71	0.742	0.094	0.034
$\beta = \frac{1}{T}$	1.565	1.09	0.65	2.04	3.401
$\psi(\nu)$			1.00 (10%)		

Table 3
Basical Shear Forces

Type of earthquake Type of structure	El Centro 1940	Taft 1952
S_3	29	12
S_2	35	12
S_1	34	13
Z_3	20	10
Z_2	26	7
Z_1	22	9

Table 4

Patterns of the Oscillation Modes and Conventional Deflection at the Vertex

Level	Type of structure Mode	S_1	S_2	S_3		
		I	I	I	II	III
6				1.000	-1.000	1.000
5				0.921	-0.363	-0.521
4			1.000	0.764	0.536	-1.079
3		1.000	0.789	0.534	0.993	0.319
2		0.605	0.366	0.265	0.756	1.219
1		0.032	0.022	0.013	0.041	0.078
Y_v^{conv} [cm]		13.09	27.06	73.32	7.767	2.746

Table 5

Patterns of the Oscillation Modes and Conventional Deflection at the Vertex

Level	Type of structure Mode	Z_1	Z_2	Z_3		
		I	I	I	II	III
6				1.000	-1.000	1.000
5				0.913	-0.334	-0.504
4			1.000	0.754	0.508	-0.987
3		1.000	0.783	0.524	0.949	0.362
2		0.563	0.418	0.249	0.675	1.082
1		0.036	0.026	0.014	0.044	0.088
Y_v^{conv} [cm]		12.60	26.74	76.35	7.845	2.47

The periods and natural frequencies are basic factors in knowing a structural behaviour under seismic and generally dynamic actions; the oscillation periods determine the dynamic action intensity and the corresponding oscillation modes characterise the effects of this action in different sections of the oscillant system.

The analogic modelling of the considered structures has been made in the following simplifying hypotheses:

a) The foundations are considered to oscillate in horizontal plane owing to the seismic action, in the same time with the soil.

b) The system masses are considered to be lumped at the respective floors level.

c) The floors are tied between each other by means of columns the weight of which is negligible compared to the floor weight.

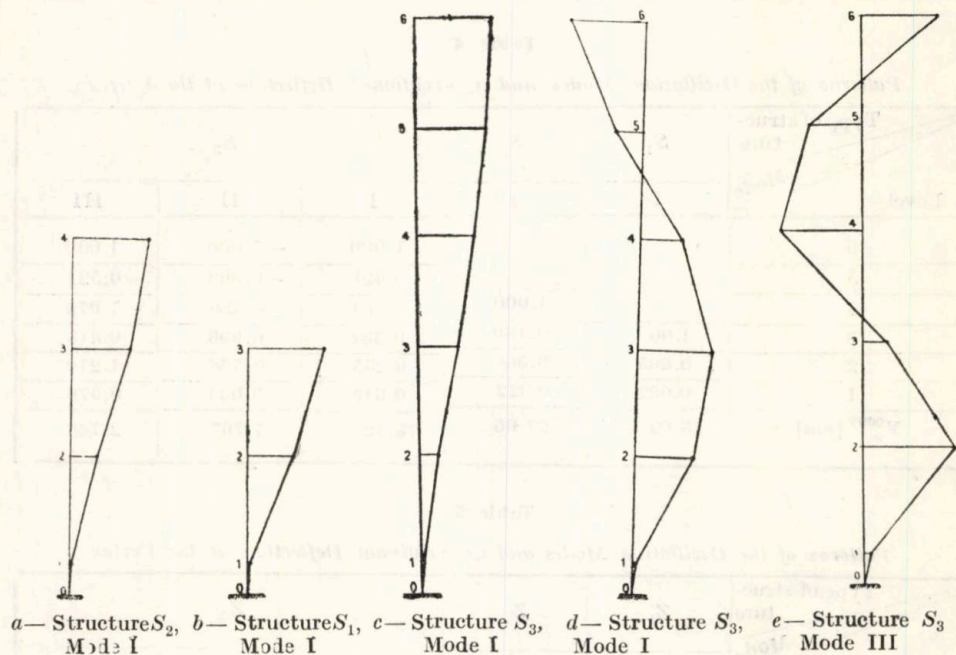


Fig. 9

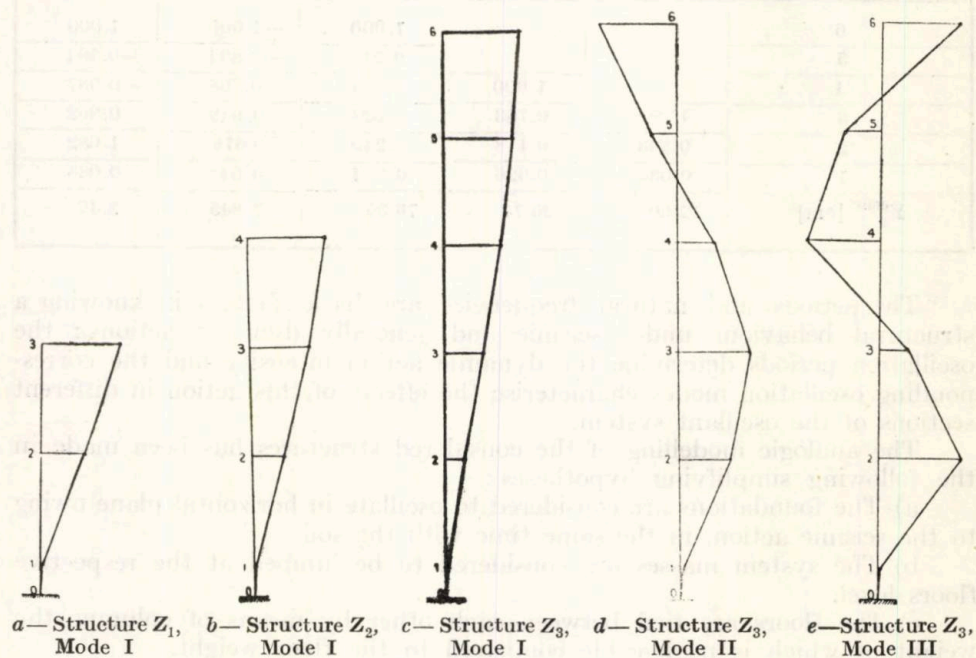


Fig. 10

d) The floors are considered to be infinite rigid ones and to displace parallelly to one another.

In order to determine the seismic forces, the analogue model is fed with tensions that are proportional to the earthquake velocity-curve. Block-scheme of the installation determining the seismic forces is represented in Fig. 11 in which: 1 — device for reading the earthquake accelerogram, 2 — modulator preamplifier, 3 — intermediary amplifier, 4 — final amplifier and de-modulator, 5 — integrator, 6 — continuous current amplifier, 7 — analogue model, 8 — graphic registrator.

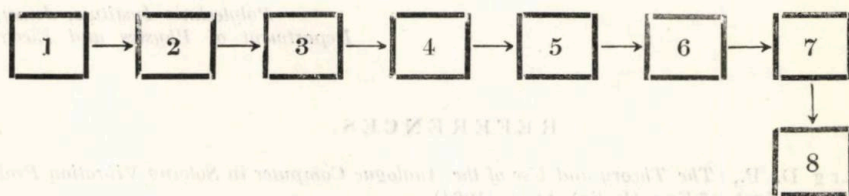


Fig. 11

The oscillation modes are obtained by means of a signal actuator of low frequencies, that is coupled, at the analogue model input, with a differential electronic voltmeter. Block-schema of the installation for determining the oscillation modes (natural frequencies) is represented in Fig. 12, in which: 1 — signal generator, 2 — analogue model, 3 — electronic voltmeter.

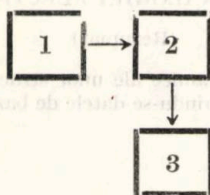


Fig. 12

The damping is computed out of which of resonance curves, at 10% dissonance against the resonance.

The results obtained by means of electrical modelling take into account the co-working of all the levels in the studied structure.

5. Conclusions

From the experimentally obtained values, the space-made structures result to be more advantageous, of the seismical response viewpoint, in a higher number of levels.

Furthermore, that structure has not a sufficient bearing capacity in areas of 7 seismic intensity either.

One more result appears in the fact that in horizontal loads the structure does not present an elastic — plastic adaptation area, which still decreases the safety in seismic actions.

Thus, this type of structure is recommended to have eliminated the first level (underground) and to increase the sections of columns and beams-members in terms of the number of the acted levels.

Received, March 15, 1973

INCERC, Jassy
and
Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Physics and Electronics

REFERENCES

1. Garg D. P., *The Theory and Use of the Analogue Computer in Solving Vibration Problems* Inst. of Eng. (India), 44, 8 (1964).
2. Inove Hobus, *Direct Electrical Analog for Plastic States of Stress*. J. Aerospace Sci., 29, 9 (1962).
3. Hudson D. E., *Response Spectrum Techniques in Engineering Seismology*. I-st W.C.E.E., Berkeley, 1956.
4. Murphy M., *Electrical Analog for Earthquake Shear Stresses in a Multistory Building*. I-st W.C.E.E., Berkeley, 1956.

STUDIUL DINAMIC AL UNOR STRUCTURI MECANICE SPAȚIALE CU AJUTORUL ANALOGIEI ELECTRICE

(Rezumat)

Se studiază caracteristicile dinamice ale unor structuri în cadre și spațiale, cu ajutorul modelelor analogice electrice, determinându-se datele de bază pentru calcul și proiectare în regim seismic.

ANWENDUNGSMÖGLICHKEITEN DER VERÄNDERLICHEN GRAPHEN IN DER TOPOLOGISCHEN ANALYSE DER TRAGWERKE (I)

VON

C. D. IONESCU, DAN PRECUPANU und RUDOLF MÜHLBÄCHER

1. Die topologische Analyse der Tragwerke stellt eine der vorteilhaftesten Formulierungen für das Studium mit Digitalrechnern dar. Diese Formulierung wurde bei Tragwerken eingeführt, nachdem sie aufs Gründlichste bei elektroenergetischen Systemen studiert wurde.

2. Die Arbeiten [1]...[3] enthalten die Berechnungsmethodologie der Stabtragwerke und die Lösungen des Problems bezüglich der totalen Spannungen in den Stäben (Vektor $\{R\}$) und die totalen Distorsionen der Stäbe (Vektor $\{V\}$), die mit Hilfe der Gleichungen (1) und (2) folgendermassen geschrieben werden können:

$$(1) \{R\} = [K] [N] [[N]^T [K] [N]]^{-1} [N]^T \{S\} + [C] [[C]^T [F] [C]]^{-1} [C]^T \{d\},$$

$$(2) \{V\} = [N] [[N]^T [K] [N]]^{-1} [N]^T \{S\} + [F] [C] [[C]^T [F] [C]]^{-1} [C]^T \{d\}.$$

J. P. R o t h [5] bewies dass diese Lösungen Unikatlösungen darstellen.

3. Nehmen wir z.B. ein Tragwerk als gegeben an, und ordnen ihm ein orientierten und einen Umfangsgraph zu, so entspricht jedem Element des Graphes (Zweig, Knotenpunkt, Rand) eine algebraische Veränderliche, die voneinander abhängen.

Die totalen Spannungen in den Stäben werden mit der Gleichung:

$$(3) \{R\} = \{S\} + \{s\}$$

berechnet, wobei: $\{S\}$ — der Spannungsvektor in den Stäben aus den gegebenen Lasten oder aus den Anfangsverformungen der Stäbe ist, $\{s\}$ — der Spannungsvektor in den Stäben der durch die Spannungen in den zusätzlichen Stäben, die im Vektor $\{s'\}$ enthalten sind hervorgerufen ist, und durch die Gleichung:

$$(4) \{s\} = [C] \{s'\}$$

definiert wird, wobei $[C]$ — die Randmatrix darstellt.

Zwischen dem Kraftvektor aus den Knotenpunkten oder aus den Stabspannungen der Stäbe, die in einem Knotenpunkt einfallen und dem Vektor $\{S\}$ besteht die Beziehung:

$$(5) \quad \{P\} = [N]^T \{S\},$$

mit $[N]$ — die Knotenmatrix, oder:

$$(6) \quad \{P\} = [N]^T \{R\}.$$

Die totalen Distorsionen der Stäbe werden mit der Gleichung:

$$(7) \quad \{V\} = \{D\} + \{d\}$$

berechnet, wobei $\{D\}$ — der Vektor der Stabdistorsionen, der durch die Knotenverschiebungen hervorgerufen ist darstellt; für den Vektor $\{\Delta\}$ s. Gleichung:

$$(8) \quad \{D\} = [N] \{\Delta\}.$$

Die Distorsionen der unterschiedlichen Ränder, der Vektor $\{d'\}$, berechnet sich mit der Gleichung:

$$(9) \quad \{d'\} = [C]^T \{d\},$$

wobei $\{d\}$ — der Distorsionsvektor, der den Stäben gegeben wurde (Temperaturverformungen, Anfangsverformungen usw.), oder:

$$(10) \quad \{d'\} = [C]^T \{V\},$$

weil $[C]^T [N] = 0$.

Für das ganze Tragwerk sind die Gleichungen:

$$(11) \quad \{D\} = [F] \{s\} + [F] \{S\} - \{d'\},$$

$$(12) \quad \{s\} = [K] \{D\} + [K] \{d\} - \{S\},$$

erfüllt, mit $[K]$ und $[F]$ — quasidiagonale Stabsteifigkeitsmatrix bzw. der Stabflexibilität.

Auf Grund der Gleichungen (3), (7), (11) und (12) werden die Gleichungen:

$$(13) \quad \{s'\} = -[C] \{S\} + [[C]^T [F] [C]]^{-1} \{d'\},$$

$$(14) \quad \{\Delta\} = -[N] \{d\} + [[N]^T [K] [N]]^{-1} \{P\}$$

erhalten.

4. Jeder obengenannten Gleichung entspricht ein veränderlicher Graph, wobei der generelle veränderliche Graph in Abb. 1 dargestellt ist. Auf Grund des residuellen Graphes, der aus dem generellen erhalten wurde (Abb. 2), findet man die Gleichungen (1) und (2) wieder. Man sieht, daß diese Lösungen

Unikatlösungen darstellen, wenn man die Richtung der Zweige des residuellen Graphes verfolgt. Da man gleichzeitig mit der Knotenpunktmatrix und der Randmatrix arbeitet ist dies ein Nachteil. Man kann ebenfalls mit den veränderlichen Graphen Anwendungsformen nur in einer oder anderer Richtung beweisen, wobei die Lösungsmethoden den Namen Knotenpunktverfahren oder Randverfahren erhalten, gleichwertig mit dem Formveränderungsverfahren und dem Kraftverfahren der klassischen Statik.

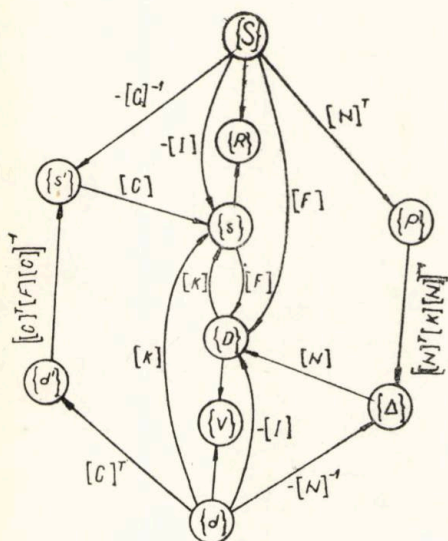


Fig. 1

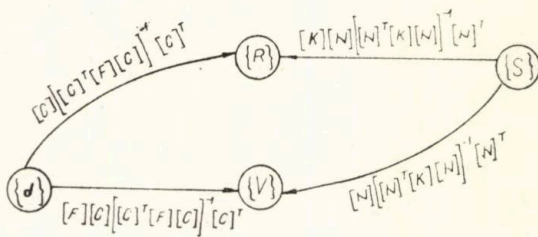


Fig. 2

Eingegangen am 12. März 1974

Technische Hochschule, Jassy,
Lehrstuhl für Baumechanik,
Lehrstuhl für Gründungen,
Geotechnik und Verkehrswege

LITERATURVERZEICHNIS

1. Fenves S., Branin F., *Network-Topological Formulation of Structural Analysis*. Proc. ASCE, Structural Division, ST 4 (1963).
2. Fenves S. u. a., *Guide to Development and Use of Electronic Computer Programs*. Proc. ASCE, Structural Division, ST 6 (1964).
3. Fenves S., *Structural Analysis by Network Matrices and Computers*. Proc. ASCE, Structural Division, ST 1 (1966).
4. Ionescu C. D., *Contribuții la determinarea răspunsului seismic al structurilor în cadre în concurență cu terenul de fundație*. Doct. Diss., Polyt. Inst., Jassy, 1973.
5. Roth J. P., *An Application of Algebraical Topology to Numerical Analysis on the Network Problem*. Proc. Nation. Acad. of Science, 4 (1955).

POSSIBILITĂȚI DE UTILIZARE A GRAFURILOR DE FLUENȚĂ ÎN ANALIZA TOPOLOGICĂ A STRUCTURILOR (I)

(Rezumat)

Se prezintă un aspect deosebit de important, acela al determinării eforturilor și deformațiilor unei structuri în cadre, prin analiză topologică — formulare care prezintă avantaje în utilizarea calculatoarelor. Soluțiile problemei sînt obținute folosind grafurile de fluentă, cu ajutorul cărora se demonstrează și unicitatea soluției urmărind sensul ramurilor din graf.



LA DÉTERMINATION DE L'ÉTAT DE TENSION ET DE DÉFORMATION DANS LES POUTRES ET LES PLAQUES APPUYÉES SUR DES TERRAINS DÉFORMABLES, PRENANT EN CONSIDÉRATION L'EFFET DES SURCHARGES LATÉRALES

PAR

IULIAN IONESCU

1. Introduction

Il est déjà connu que l'état de tension et de déformation dans les éléments de construction appuyés sur terrains déformables est particulièrement influencé par les surcharges latérales provenues des remplissages de terre ou des constructions limitrophes [1]. Les méthodes de calcul recommandées dans ce but par la littérature de spécialité se rapportent spécialement aux éléments du type poutre, appuyés sur un demi-espace homogène et isotrope.

Dans ce qui suit on présente une méthode numérique de calcul des poutres et des plaques appuyées sur terrains déformables qui ont un comportement semblable à un demi-espace élastique, homogène et isotrope ou transversalement anisotrope. Dans la résolution du problème on emploie la méthode des différences finies et une matrice de flexibilité qui caractérise le milieu d'appui.

2. Hypothèses de calcul

On fait les hypothèses suivantes :

1°. La loi de la variation des surcharges latérales données par le remplissage de terre et la zone dans laquelle elles s'exercent au niveau de la semelle de l'élément, sont considérées connues.

2°. Le pas du réseau, pris sur l'axe non-déformé de la poutre ou sur la surface médiane non-déformée de la plaque, est constant ; le réseau s'étend avec le même pas aussi dans la zone sur laquelle agissent les surcharges.

3°. Pour la simplification du calcul on suppose que la fonction des surcharges et la fonction des pressions réactives varient en degrés, étant donc constantes sur le champ afférent à un point nodal.

4°. La condition de contact sera satisfaite dans les points nodaux du réseau.

5°. Le milieu d'appui est considéré un demi-espace élastique et isotrope ou transversalement anisotrope [2], [3].

6°. Le calcul doit être effectué seulement pour les charges transversales.

7°. La rigidité à la flexion des éléments doit être considérée constante.

3. Les surcharges latérales données par les remplissages de terre

3.1. Poutres à rigidité linie

Conformément à [5], l'équation différentielle, en coordonnées cartésiennes, de l'axe déformé de la poutre, écrite en différences finies et exprimée sous forme matricielle, est de la forme:

$$(1) \quad AW + \Lambda R = CQ \text{ ou bien } AW + \Lambda R = Q,$$

avec : Λ — matrice diagonale avec les éléments égaux à λ/EI (λ — le pas, EI — la rigidité de flexion de la poutre); A , C et W , R et Q sont des matrices symétriques et respectivement des vecteurs colonne, leurs formes étant présentées dans le tableau 1, en fonction des conditions à la limite de l'élément, ou w_i , R_i et q_i sont la flèche, la réaction et respectivement la pression active du point i .

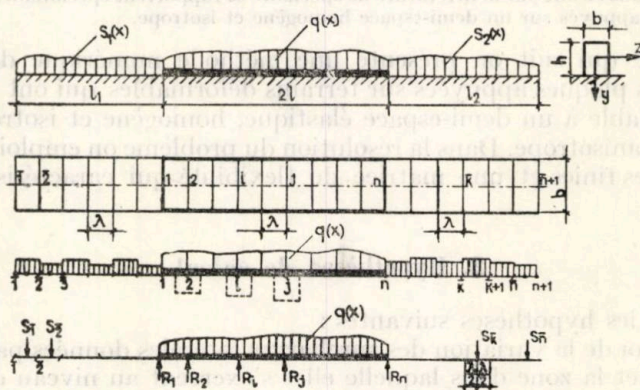


Fig. 1

De la condition de contact (exprimée par l'identité entre les flèches de l'élément et le tassement du terrain) on peut établir une liaison entre les flèches w_i et les réactions R_i de la poutre, qui avec l'équation (1) permettent la détermination des vecteurs W et R .

Cette liaison, lorsque le milieu d'appui est un demi-espace élastique, homogène et isotrope, doit être écrite sous la forme :

Tableau 1

Condition à la limite	A	C	W	R	Q
Libre	$\begin{array}{c cccc} & 1 & 2 & 3 & 4 & \dots \\ \hline 1 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 2 & & 5 & -4 & 1 & 0 & 0 \\ 3 & & & 6 & -4 & 1 & 0 \\ 4 & & & & 6 & -4 & 1 \\ \vdots & & & & & & \end{array}$	$\begin{array}{c cccc} & 1 & 2 & 3 & \dots \\ \hline 1 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2 & & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3 & & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & & & & 1 & 0 & 0 \\ \vdots & & & & & & \end{array}$	$\begin{pmatrix} w_1 \\ w_2 \\ w_3 \\ \vdots \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \\ \vdots \end{pmatrix}$	$\frac{\lambda^4}{EI} \begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ \vdots \end{pmatrix}$
Simple- ment appuyée	$\begin{array}{c cccc} & 2 & 3 & 4 & \dots \\ \hline 2 & 5 & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 3 & & 6 & -4 & 1 & 0 & 0 \\ 4 & & & 6 & -4 & 1 & 0 \\ \vdots & & & & & & \end{array}$	$\begin{array}{c cccc} & 2 & 3 & 4 & \dots \\ \hline 2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3 & & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & & & & & & \end{array}$	$\begin{pmatrix} w_2 \\ w_3 \\ w_4 \\ \vdots \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} R_2 \\ R_3 \\ R_4 \\ \vdots \end{pmatrix}$	$\frac{\lambda^4}{EI} \begin{pmatrix} q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ \vdots \end{pmatrix}$
Încastree	$\begin{array}{c cccc} & 2 & 3 & 4 & \dots \\ \hline 2 & 7 & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 3 & & 6 & -4 & 1 & 0 & 0 \\ 4 & & & 6 & -4 & 1 & 0 \\ \vdots & & & & & & \end{array}$	$\begin{array}{c cccc} & 2 & 3 & 4 & \dots \\ \hline 2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3 & & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & & & & & & \end{array}$	$\begin{pmatrix} w_2 \\ w_3 \\ w_4 \\ \vdots \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} R_2 \\ R_3 \\ R_4 \\ \vdots \end{pmatrix}$	$\frac{\lambda^4}{EI} \begin{pmatrix} q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ \vdots \end{pmatrix}$
Symétrie point i	$\begin{array}{c cccc c} & & 6 & -4 & 1 & 0 & i-3 \\ & & & 6 & -4 & 1 & i-2 \\ & & & & 6 & -4 & i-1 \\ & & & & & 5 & i \\ \hline \dots & i-3 & i-2 & i-1 & i & & \end{array}$	$\begin{array}{c cccc c} & & 1 & 0 & 0 & 0 & i-3 \\ & & & 1 & 0 & 0 & i-2 \\ & & & & 1 & 0 & i-1 \\ & & & & & 1 & i \\ \hline \dots & i-3 & i-2 & i-1 & i & & \end{array}$	$\begin{pmatrix} w_{i-2} \\ w_{i-1} \\ w_i \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} R_{i-2} \\ R_{i-1} \\ R_i \end{pmatrix}$	$\frac{\lambda^4}{EI} \begin{pmatrix} q_{i-2} \\ q_{i-1} \\ q_i \end{pmatrix}$
Antisymétrie point i	$\begin{array}{c cccc c} & & 6 & -4 & 1 & 0 & i-3 \\ & & & 6 & -4 & 1 & i-2 \\ & & & & 6 & -4 & i-1 \\ & & & & & 6 & i-1 \\ \hline \dots & i-3 & i-2 & i-1 & i & & \end{array}$	$\begin{array}{c cccc c} & & 1 & 0 & 0 & 0 & i-3 \\ & & & 1 & 0 & 0 & i-2 \\ & & & & 1 & 0 & i-1 \\ & & & & & 1 & i-1 \\ \hline \dots & i-3 & i-2 & i-1 & i & & \end{array}$	$\begin{pmatrix} w_{i-3} \\ w_{i-2} \\ w_{i-1} \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} R_{i-3} \\ R_{i-2} \\ R_{i-1} \end{pmatrix}$	$\frac{\lambda^4}{EI} \begin{pmatrix} q_{i-3} \\ q_{i-2} \\ q_{i-1} \end{pmatrix}$

[illegible]

ou bien sous forme matricielle :

$$(3) \quad W = BR + \bar{B}S,$$

où : w_i , R_i , W et R ont la signification de (1); $\beta_{i,j}$, $\beta_{i,\bar{k}}$ sont des coefficients d'influence qui se calculent à l'aide du tableau II, [4, p. 218]; S_k — la surcharge correspondante au champ $\bar{k}$, le point d'application étant situé à distances égales ($\lambda/2$) des points $\bar{k}$ et $\bar{k} + 1$; S — vecteur colonne avec les composantes $S_{\bar{k}}$; B et $\bar{B}$ — matrices de flexibilité du terrain de fondation qui ont comme éléments les coefficients $\beta_{i,j}$ et respectivement $\beta_{i,\bar{k}}$.

Si le terrain d'appui se comporte à peu près comme un demiespace élastique, homogène et transversalement anisotrope, la condition de contact doit être écrite sous la forme (2) et (3) [5], en calculant les coefficients d'influence avec les relations :

$$(4) \quad \beta_{i,j}^* = \frac{\pi}{1 - v_0^2} \varphi \beta_{i,j}, \quad \beta_{i,\bar{k}}^* = \frac{\pi}{1 - v_0^2} \varphi \beta_{i,\bar{k}},$$

où $\beta_{i,j}$ et $\beta_{i,\bar{k}}$ ont la signification de (2).

Le système d'équations matricielles a les solutions :

$$W = (A + \Lambda B^{-1})^{-1} (CQ + \Lambda B^{-1} \bar{B}S),$$

$$(5) \quad R = B^{-1} (A + \Lambda B^{-1})^{-1} (CQ + \Lambda B^{-1} \bar{B}S) = B^{-1} \bar{B}S.$$

La distribution des pressions réactives étant déterminée, les efforts dans la poutre peuvent être calculés à l'aide des méthodes connues dans la mécanique des constructions.

3.2. Plaques planes rectangulaires

On emploie, tout comme dans le cas des poutres, l'équation différentielle du quatrième ordre de la surface médiane déformée, écrite en différences finies qui, exprimée sous forme matricielle [5], devient :

$$(6) \quad AW + \Lambda R = Q,$$

où : A est une matrice carrée dont les lignes s'établissent conformément aux molécules mathématiques de la fig. 3 (à chaque point nodal il y correspond une ligne de la matrice A , les molécules mathématiques en étant établies pour un contour libre de la plaque, cas rencontré couramment en pratique ; le réseau nodal doit être considéré rectangulaire avec le pas égal dans deux directions — fig. 2) ; W — vecteur colonne, ayant pour composants les flèches inconnues,

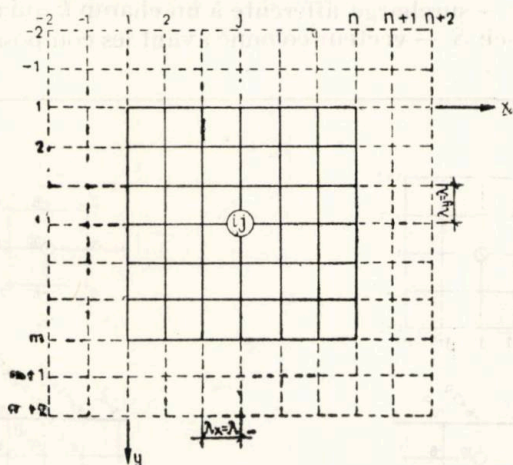


Fig. 2

$w_{i,j}$, des points nœuds de la plaque; R — vecteur colonne, ayant pour composants les réactions concentrées, $R_{i,j}$; Λ — matrice diagonale qui a les éléments égaux à $4\lambda^2/D$ pour les points de coin, $2\lambda^2/D$ pour le reste des points nœuds du contour et λ^2/D pour les points nœuds de l'intérieur de la plaque; Q — vecteur ayant pour composants les pressions actives $q_{i,j}$ des points nœuds de la plaque, amplifiées avec λ^4/D (D — la rigidité de la plaque).

L'équation matricielle (6) contient deux vecteurs colonne inconnus, W et R .

En utilisant la condition de contact entre la plaque et le milieu d'appui (demi-espace élastique, homogène et isotrope) il en résultent les liaisons suivantes entre les fleches, $w_{i,j}$, et les reactions, $R_{i,j}$, de la plaque :

[illegible]

ou bien sous forme matricielle :

$$(8) \quad W = BR + \bar{B}S,$$

où : $w_{i,j}$, $R_{i,j}$, W et R ont les significations de (6); $\beta_{i,j;k,l}$ et $\beta_{i,j;k}$ sont des coefficients d'influence qui se calculent conformément au tableau III, [4, p.219]; B et $\bar{B}$ — matrices ayant comme éléments les coefficients $\beta_{i,j;k,l}$ et respectivement $\beta_{i,j;k}$; S_k — surcharge afférente à un champ $\bar{k}$ qui agit dans le centre de gravité de celui-ci; S — vecteur colonne ayant les composants $S_{\bar{k}}$.

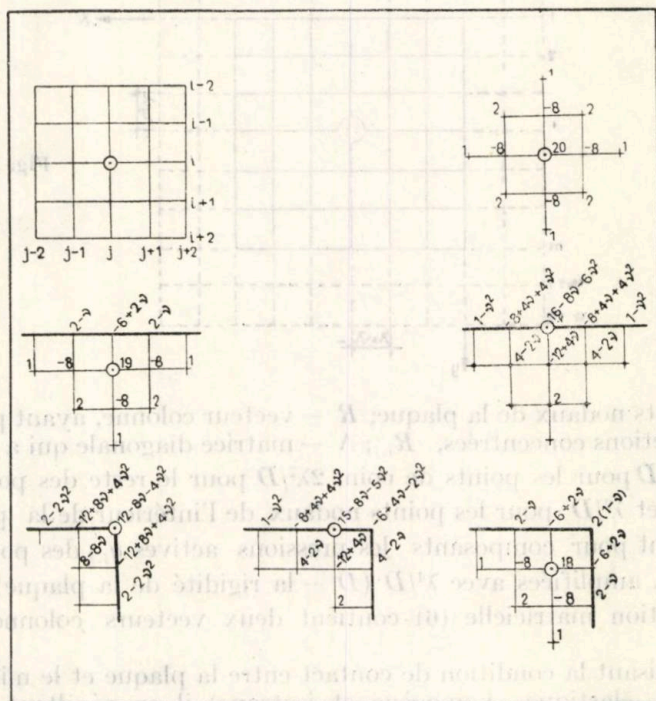


Fig. 3

Lorsque le milieu d'appui est un demi-espace élastique, homogène et transversalement anisotrope, la condition de contact a la même forme que (7) et (8), mais les coefficients d'influence déterminés pour un demi-espace élastique, homogène et isotrope doivent être amplifiés avec le facteur $\frac{\pi}{1-\nu_0^2} \varphi$ [3], qui tient compte de l'effet de l'anisotropie.

Les solutions du système d'équations matricielles (6) et (8) ont la forme (5).

En connaissant le vecteur W on peut déterminer l'état de tension et de déformation dans la plaque.

4. Surcharges latérales données par les constructions limitrophes

La résolution du problème se réduit à la détermination simultanée des pressions réactives des éléments des constructions limitrophes.

4.1. Poutres à rigidité finie

Si, par exemple, on considère deux poutres (I et II — fig. 4) sur lesquelles on trace un réseau avec n et respectivement p points, on peut écrire pour chaque élément l'équation différentielle de l'axe de déformation sous la forme (1), à savoir

$$(9) \quad A_1 W + \Lambda_1 R = C_1 Q \text{ ou bien } A_1 W + \Lambda_1 R = Q,$$

$$(10) \quad A_2 W + \Lambda_2 R = C_2 Q \text{ ou bien } A_2 W + \Lambda_2 R = Q,$$

où : A_1, Λ_1, C_1 et A_2, Λ_2, C_2 sont de matrices carrées avec $n + p$ lignes, qui proviennent des matrices A, Λ et C de l'équation (1) (v. tableau 1) dont leurs p lignes et p colonnes et respectivement n lignes et n colonnes ont les éléments nuls; W, R et Q — vecteurs colonnes avec $n + p$ composants w_i, R_i et respectivement q_i des poutres I et II .

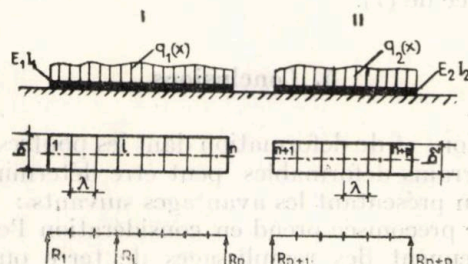


Fig. 4

En additionnant les équations (9) et (10) on obtient :

$$(11) \quad AW + \Lambda R = CQ \text{ ou bien } AW + \Lambda R = Q,$$

où : $A = A_1 + A_2, \Lambda = \Lambda_1 + \Lambda_2, C = C_1 + C_2$; W, R (vecteurs inconnus) et Q ont les significations de (9) et (10). La condition de contact permet à écrire $n + p$ équations de liaison entre les flèches w_i et les réactions R_i des poutres, qui pour le milieu d'appui considéré comme demi-espace élastique, homogène et isotrope ont la forme suivante :

BIBLIOGRAPHIE

1. Лихачев В. П., Лузан С.В. и сотр., *Методы расчета устойчивости и прочности гидротехнических сооружений* С. П., М., 1966.
2. Boussinesq I., *Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Paris, 1885.
3. Eftimie Al., *Contribuții la studiul stării de tensiune a deplasărilor și tasărilor în terenuri de fundație anisotrope și neomogene elastic*. Thèse de doctorat, Inst. Polyt., Jassy, 1971.
4. Жемочкин Б. Н., Синицын А. П., *Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании*. Госстройиздат, М., 1962.
5. Ionescu I., *Le calcul des éléments des constructions linéaires et planes appuyées sur un demi-espace élastique, homogène et transversalement anisotrope*. Bul. Inst. polit. Iași, XVIII(XXII), 3—4, s. V (1972).

DETERMINAREA STĂRII DE TENSIUNE ȘI DE DEFORMAȚIE ÎN GRINZI ȘI PLĂCI
REZEMATE PE TERENURI DEFORMABILE, LUÎND ÎN CONSIDERARE EFECTUL
SUPRASARCINILOR LATERALE

(Rezumat)

Se prezintă o metodă numerică care permite să se ia în considerare efectul suprasarcinilor laterale asupra stării de tensiune și de deformație din grinzi și plăci rezemate pe un semispațiu elastic, omogen și izotrop sau transversal anizotrop. În acest scop se folosește metoda diferențelor finite și o matrice de flexibilitate care caracterizează mediul de rezemare. Forma matriceală ușurează conducerea calculelor la ordinatoare.

CONSIDERAȚII PRIVIND INFLUENȚA POZIȚIEI FORȚEI ASUPRA COMPORTĂRII ELEMENTELOR DE BETON ARMAT SOLICITATE LA ÎNCOVOIERE

DE

MARCEL PATRAȘ, ANATOLIE MIHUL, STELUȚA CUCIUREANU, N. FLOREA
și AUREL CUCIUREANU

1. Necesitatea studierii modului de aplicare a forței pe înălțimea secțiunii

Marea majoritate a cercetărilor întreprinse cu privire la grinzile de beton armat au ca element de studiu grinda simplu rezemată, acționată de forțe dispuse la partea superioară.

Deși în practică se întâlnesc numeroase situații când încărcările se găsesc la talpa inferioară sau în diverse poziții pe înălțimea secțiunii, pînă în prezent s-au efectuat puține studii cu privire la aspectele particulare pe care le prezintă comportarea grinzilor, atunci când forțele își exercită acțiunea în alte poziții decît la talpa superioară.

Cercetările efectuate, ca urmare a numărului redus de experimentări, nu au putut evidenția și explica cu suficientă precizie diversele modificări ce apar odată cu schimbarea modului de acționare a încărcărilor. Ele au condus însă la unele concluzii interesante privind formarea și dezvoltarea fisurilor, arătînd că rezerva de rezistență este influențată în mare măsură de modalitatea în care sînt introduse forțele.

Încărcările ce acționează la talpa superioară, prin intermediul unor plăcuțe metalice, determină apariția unor eforturi unitare de compresiune verticale (σ_y), care întîrzie dezvoltarea fisurilor în stadiu de rupere, fenomen similar cu cel întîlnit în vecinătatea reazemelor grinzilor.

Dacă forțele sînt transmise grinzii prin console scurte, dispuse lateral tălpii superioare, capacitatea de rezistență scade, ca urmare a apariției unor eforturi unitare de întindere σ_y , ce provin din încovoierea consolelor încastrate în talpa superioară.

Acțiunea încărcărilor la talpa inferioară determină apariția unor concentrații locale de eforturi, deosebit de dezavantajoase pentru comportarea de ansamblu a grinzii, care impun adoptarea unor măsuri constructive în scopul evitării unei cedări locale.

Forțele situate la talpa inferioară produc eforturi unitare de întindere σ_y , care mărește eforturile unitare principale σ_1 , favorizînd pe această cale apariția și dezvoltarea fisurilor, în special a celor înclinate.

Pornind de la aceste considerente, precum și de la faptul că actualele metode de calcul nu țin seama cu suficientă corectitudine de poziția forței pe înălțimea secțiunii, ne-am propus ca printr-un studiu experimental să urmărim modul în care sistemul de acționare influențează starea de eforturi și deformații, precum și capacitatea de rezistență a elementelor încovoiate de beton armat.

2. Elemente experimentale. Parametri variabili

Alegerea tipului de grindă și a parametrilor ce urmează a fi studiați s-a făcut pe următoarele considerente :

1° Secțiunea elementelor trebuie să ofere posibilitatea ca pe același tip de grindă să se poată acționa cu sarcini concentrate sau uniform distribuite, pe talpa superioară, pe cea inferioară sau în diverse puncte pe înălțimea secțiunii. Secțiunea dublu T apare indicată în acest caz, ea permițînd totodată dezvoltarea în inima grinzii a unor eforturi unitare principale de întindere mari, înainte de epuizarea capacității portante la moment încovoiator.

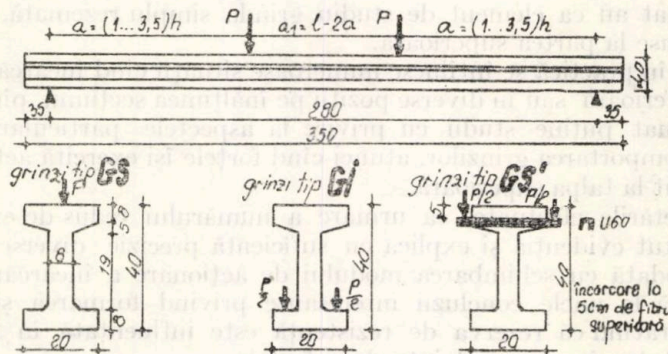


Fig. 1. — Dimensiuni nominale ale grinzilor.

2° Tipul de grindă trebuie să fie în concordanță cu soluțiile constructive utilizate în tehnică pentru ca rezultatele cercetărilor să poată deservi efectiv activitatea de proiectare. Caracteristicile geometrice ale grinzilor experimentale sînt prezentate în fig. 1. Lungimea de 3,5 m a rezultat din necesitatea efectuării unor experimentări cu un factor a/h pînă la 3,5, iar înălțimea de 40 cm s-a adoptat pe baza considerentului că unele cercetări au arătat că pentru $h > 40$ cm acest parametru nu mai influențează sensibil capacitatea de rezistență la forță tăietoare.

Alegerea factorilor variabili s-a făcut astfel încît să se poată urmări modul în care aceștia își exercită influența asupra apariției, formării și dezvoltării

Tabelul 1 (continuare)

Nr. crt.	Marca grinzii	Armătura longitudinală.			Armătura transversală			$\frac{a}{h}$	Calit. beton	Poziția forței
		Calitatea	Secțiunea cm^2	μ %	Calitatea	Nr. bare cm^2	r %			
24	GI2,5F	OB38	4 $\varnothing$ 20	4,20	OB38	4 $\varnothing$ 6	0,375	2,5	B250	jos sus
25	GS2,5G		4 $\varnothing$ 16	2,65		4 $\varnothing$ 6				
26	GS3,5C	OB38	4 $\varnothing$ 16	2,65	OB38	4 $\varnothing$ 6	0,375	3,5	B400	sus jos
27	GI2,5G									
28	GI3,5C	OB38	4 $\varnothing$ 16	2,65	OB38	4 $\varnothing$ 6	0,375	3,5	B400	jos u.d.sus
29	GS.u.d.									
30	GI.u.d.	OB38	4 $\varnothing$ 16	2,65	OB38	4 $\varnothing$ 6	0,375		B250	u.d.jos sus
31	GS2,5H									
32	GI2,5H	OB38	4 $\varnothing$ 16	2,65	PC52	4 $\varnothing$ 6	0,375		B250	sus jos
33	GS2,5L									
34	GI2,5L	OB38	4 $\varnothing$ 16	2,65	OB38	4 $\varnothing$ 6	0,375	1,0	B250	jos sus
35	GS'1C					8 $\varnothing$ 6	0,75			
36	GS'1,5C	OB38	4 $\varnothing$ 16	2,65	OB38	8 $\varnothing$ 6	0,75	1,5	B250	jos
37	GS2,5M					4 $\varnothing$ 6	0,375			
38	GS2,5N	OB38	4 $\varnothing$ 16	2,65	OB38	4 $\varnothing$ 6	0,375	2,5	B250	
39	GS2,5O		$A_{ai} = 2\varnothing 16$							
40	GI2,5M	OB38	4 $\varnothing$ 16 2 $\varnothing$ 16	2,65	OB38	4 $\varnothing$ 6	0,375		B250	
41	GI2,5N	OB38	4 $\varnothing$ 16 2 $\varnothing$ 16	2,65	OB38	4 $\varnothing$ 6	0,375		B250	

Influența fiecărui parametru luat în considerare s-a studiat, în general, pe un număr de patru grinzi, pentru fiecare valoare a acestuia, în condițiile când celelalte caracteristici ce definesc armarea și modul de acționare sînt menținute constante.

3. Executarea și încercarea grinzilor

Principalele caracteristici de armare ale fiecărui tip de grindă sînt prezentate în fig. 2.

Betonul folosit la execuția grinzilor a fost confecționat într-o stație centralizată care dispune de dozatoare automate. S-a folosit agregat de râu sortat, avînd dimensiunea maximă de 15 cm, datorită grosimii reduse a inimii (8 cm) precum și ca urmare a distanței mici dintre armăturile din talpa inferioară.

Turnarea și vibrarea betonului s-a făcut în aer liber, condițiile climatice favorabile permițînd ca procesul de întărire să se desfășoare în mod natural.

Experimentarea grinzilor s-a efectuat într-un spațiu închis, amenajat pe un stand de încercări, dispozitivul de acționare fiind astfel conceput încît

4.1 Fisuri normale

La grinzile acționate la talpa superioară, fisurile normale, avînd la apariție deschiderea de 0,03...0,08 mm, s-au dezvoltat în final la distanțe de circa 10 cm, indiferent de valoarea raportului a/h (fig. 4).

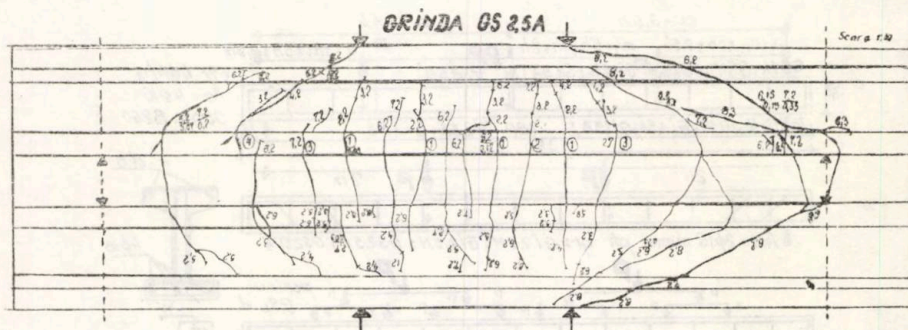


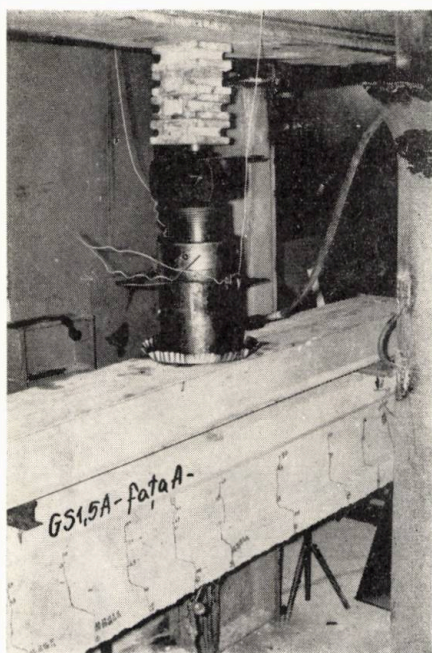
Fig. 4. — Relevu de fisuri pentru o grindă acționată de forțe situate la talpa superioară.

Pentru grinzile acționate la talpa inferioară, fisurile normale sînt concentrate în vecinătatea punctelor de aplicație ale forțelor, ele găsindu-se în general la distanțe mai mari (circa 20...30 cm). Aceste fisuri se caracterizează prin faptul că în fazele premergătoare ruperii nu se mai dezvoltă nici ca deschidere, nici ca lungime (fig. 5). Rezultatele încercărilor au arătat că există o bună concordanță între valorile experimentale și cele calculate pe baza rezistenței la întindere (R_t) indicată de STAS 8 000/73, raportul dintre valorile momentelor încovoietoare la fisurare ($M_f^{\text{exp}}/M_f^{\text{calc}}$) variind între 0,925 și 1,37, cu o valoare medie de 1,169.

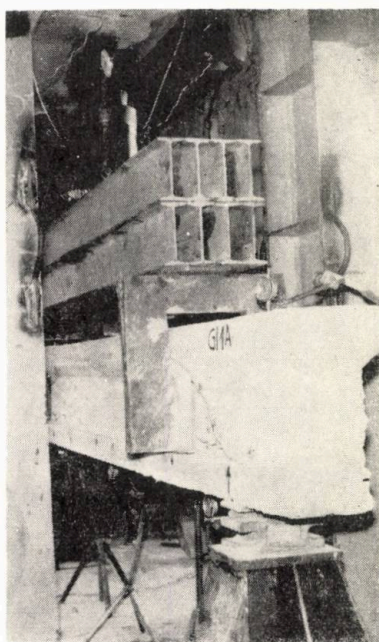
4.2 Fisuri înclinate

Caracterul apariției, formării și dezvoltării fisurilor înclinate este diferit pentru cele două sisteme de încărcare. La majoritatea grinzilor acționate la talpa superioară, fisurile înclinate s-au dezvoltat dintr-o fisură normală, numărul acestora crescînd odată cu mărirea deschiderii de forfecare. Se apreciază că după apariția primei fisuri înclinate grinda poate prelua în continuare sarcini, indiferent de valoarea factorului a/h .

Pentru grinzile acționate la talpa inferioară, tabloul fisurării în secțiuni înclinate este diferit. Apariția, localizarea și dezvoltarea fisurii (în general apare una singură) sînt favorizate și accelerate de sarcina concentrată care acționează la talpa inferioară. Fisura înclinată pătrunde mult în zona de moment constant, devenind aproape orizontală la intrarea în talpa superioară, marcînd prin aceasta tendința de smulgere a inimii din talpă. Odată cu dezvoltarea fisurii înclinate apar și fisuri orizontale la nivelul legăturii inimii cu talpa inferioară, caracterul acestora fiind influențat în mare măsură de modul de dispunere a



a



b

Fig. 3. — Încercarea grinzilor pe cale experimentală : *a* — sistem de acționare la talpa superioară, *b* — sistem de acționare la talpa inferioară.

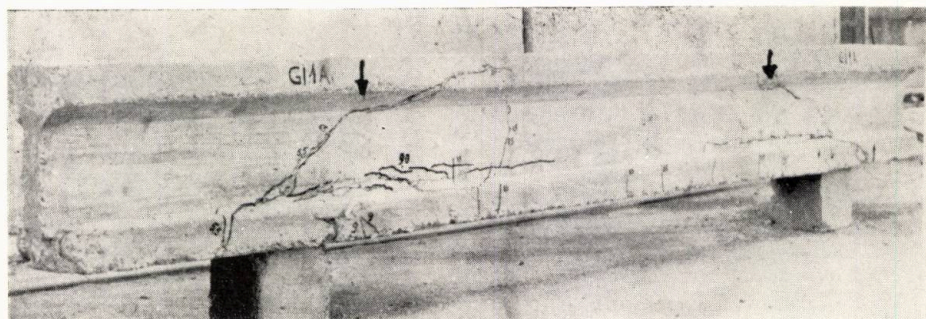


Fig. 5. — Grindă acționată de forțe situate la talpa inferioară.

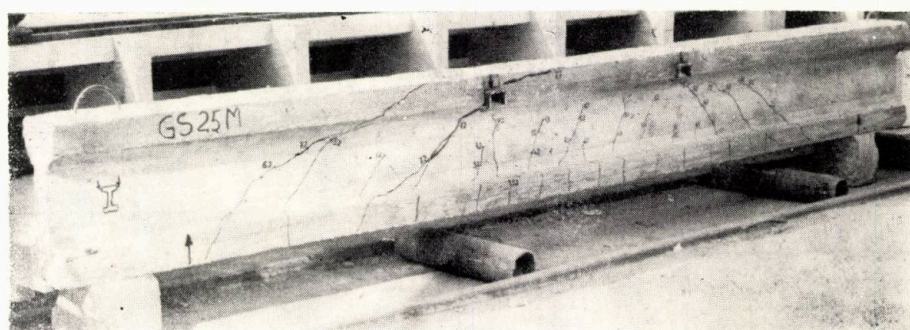


Fig. 6. — Fisurarea și cedarea unei grinzi la care forțele au acționat la 6 cm de la fața superioară

Tabelul 2
Valori de calcul și experimentale

Grinda	Poziția forței	Q_r^{exp} t	$\frac{a}{h}$	Moment incovoietor		Capacitatea portantă t						Capacitatea portantă relativă				Ru- rea
				M^h (t)	M^i (t)	$\frac{Q_{ib}}{R_{t_i}^{\text{cu}}}$	$\frac{8\,000}{R_{t_i}}$	$\frac{Q_{ib}}{PS/63}$	$\frac{R_{t_i}^{\text{cu}}}{R_{t_i}^{\text{cu}}}$	$\frac{B.Prec}{R_{t_i}^{\text{cu}}}$	Q_{M^h}	Q_{M^i}	$\frac{Q_{PS/63}}{Q_{exp}}$	$\frac{Q_{FIP}}{Q_{eb_i}}$	$\frac{Q_{STASS,000}}{Q_{eb_i}}$	
GS1A	sus	5,41	1,0	8,02	9,15	18,85	16,10	13,70	19,90	17,0	19,25	22,90	0,945	1,30	1,11	F
GI1A	jos	9,8	1,0	6,42	8,95	15,80	13,90	10,97	16,50	14,50	16,05	22,40	1,12	1,61	1,42	distr. locală
GS1,5A	sus	14,3	1,5	7,90	9,085	11,75	10,45	10,10	13,90	12,30	12,70	15,15	0,705	0,825	0,73	F
GS1,5B	sus	12,65	1,5	7,90	9,04	12,0	10,6	10,05	14,25	12,65	12,70	15,10	0,795	0,95	0,84	F
GI1,5A	jos	4,65	1,5	7,85	9,00	11,70	10,45	9,90	13,75	12,00	12,60	14,60	—	—	—	F
GI1,5B	jos	13,95	1,5	7,80	9,05	17,90	15,60	9,75	18,60	16,60	12,55	15,30	0,70	1,28	1,12	F
GS2,5A	sus	5,5	2,5	7,92	10,62	8,82	8,20	8,68	10,85	9,90	7,92	10,62	1,02	1,04	0,965	F
GS3,5A	sus	o forță 13,65	3,5	7,95	13,35	10,73	10,23	10,90	12,55	11,85	11,0	9,55	0,90	0,79	0,75	M
GSu.d.A	sus	12,25	—	7,98	10,36	—	—	10,30	12,95	11,60	10,0	11,20	0,83	—	—	M
GS2,5M la 6 cm de fibra super.		8,00	2,5	8,17	10,72	9,20	8,37	9,25	11,40	10,30	8,17	10,62	1,155	1,15	1,045	

armăturii. Armătura longitudinală, atunci când este concentrată numai în în talpa inferioară, a evidențiat o tendință accentuată de desprindere, în timp ce etrierii oblici sau închiși suprapuși, precum și armătura înclinată s-au dovedit mai eficienți.

4.3. Rigiditatea

Analiza comparativă a diagramelor încărcare — săgeată, trasate pentru cazurile de încărcare studiate, arată că pînă în faza de apariție a fisurilor, săgețile sînt egale pentru elementele care au aceleași caracteristici geometrice și de armare, indiferent de locul în care se aplică forța.

Caracteristicile de rigiditate reale, deduse în urma măsurărilor efectuate pe durata încercărilor, au rezultat destul de apropiate de cele evaluate cu relațiile date în STAS 8 000/73. Astfel, raportul dintre rigiditățile experimentale și cele calculate variază între 1,00 și 1,25, indicînd faptul că săgețile experimentale sînt mai mici decît cele teoretice.

4.4. Capacitatea portantă

Modul de cedare a grinzilor a fost influențat în mare măsură de valoarea factorului a/h , majoritatea elementelor studiate rupîndu-se prin forfecare. După cum se poate observa din tabelul 2, în care sînt prezentate comparativ valorile de calcul și cele obținute experimental pentru cîteva dintre grinzile cercetate, există o bună concordanță între capacitatea de rezistență (Q_{eb}), calculată conform STAS 8 000/1973, cu R_t (R_t este rezistența la întindere dată de recomandările FIP-CEB) și rezultatele experimentale, cu excepția grinzilor la care factorul $a/h = 1$. Astfel, raportul $Q_{eb}^{STAS\ 8\ 000}/Q_{eb}^{exp}$ este cuprins între 0,75 și 1,12, cu o valoare medie de 0,90.

Capacitatea de rezistență a grinzilor acționate la talpa inferioară este mai scăzută decît cea a grinzilor acționate la talpa superioară, fapt care se explică prin dezvoltarea rapidă a fisurilor înclinate atunci cînd forța se găsește la partea inferioară a grinzii.

Capacitatea de rezistență a grinzilor care au fost acționate prin intermediul unor console scurte, încastrate în talpa superioară (fig. 6), a fost cu circa 5...10% mai mică decît în cazul grinzilor cînd forțele erau situate chiar pe talpa superioară, ca urmare a faptului că și în acest caz fisura înclinată s-a dezvoltat mai repede pe înălțimea secțiunii.

Pentru grinzile care au fost acționate de sarcini uniform distribuite (grinda GS u.d.) s-a înregistrat o capacitate de rezistență cu circa 10...15% mai mare decît în cazul sarcinilor concentrate, datorită presiunii exercitată pe talpa superioară a grinzii.

Primită la 4 februarie 1974

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de beton armat și construcții
hidrotehnice

BIBLIOGRAFIE

1. Rüsch R., Mayer H., *5 Versuche zum Studium der Verformungen im Querkraftbereich eines Stahlbetonbalkens*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1967.
2. Bangt B. B., *Stress Distribution, Crack Patterns and Failure Mechanisms of Reinforced Concrete Members*. J. of the A.C.I., 12 (1964).
3. Kani G. N., *Basis Facts Concerning Shear Failure*. J. of the A.C.I., 6 (1968).
4. Leonhardt F., *Reducing the Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Beams and Slabs*. Mag. of Concrete Reas., 53 (1965).

CONSIDÉRATIONS CONCERNANT L'INFLUENCE DE LA POSITION DE LA FORCE
SUR LE COMPORTEMENT DES ÉLÉMENTS EN BÉTON ARMÉ SOUMIS AU
FLÉCHISSEMENT

(Résumé)

On présente les résultats expérimentaux obtenus par l'essai de 16 poutres en béton armé de 3,5 m de long, à section I, ayant $h = 40$ cm, $b_p^s = b_p^t = 20$ cm, $h_p = 8$ cm et $b = 8$ cm. Les poutres ont été soumises au fléchissement par chargement avec efforts ponctuels disposés soit sur la semelle supérieure ou sur la semelle inférieure, soit le long de la hauteur de la poutre. De cette manière on a poursuivi l'influence que le mode d'application du fléchissement en a sur le comportement des poutres en béton armé, sous l'action des efforts tranchants. Comme paramètres variables on a choisi : l'ouverture de cisaillement a/h , le pourcentage d'armature longitudinale, la qualité du béton, le pourcentage d'armature transversale et, évidemment, le mode de chargement.

BIBLIOGRAFIE

1. H. K. H. Mayer, H. J. K. Mayer, Das Verhalten der Verbundbeton-Deckungsplatten bei Querschubkräften, *Verlag Bauverlag, Wiesbaden*, 1967.
2. H. K. H. Mayer, *Stress Distribution, Crack Pattern and Failure Mechanisms of Reinforced Concrete Slabs*, J. of the A.C.I., 12 (1964).
3. H. K. H. Mayer, *Stress Distribution and Failure Mechanisms of Reinforced Concrete Slabs*, J. of the A.C.I., 12 (1964).
4. L. C. H. H. Mayer, *Stress Distribution and Failure Mechanisms of Reinforced Concrete Slabs*, J. of the A.C.I., 12 (1964).

CONSIDERAȚII PRIVIND INFLUENȚA DE LA POZIȚIA DE LA FORȚA
PENTRU LE COMPORTAMENT DES ELEMENTS EN BETON ARMÉ SOUS LA
CHARGE

(Rezumat)

On présente les résultats expérimentaux obtenus par l'essai de 16 poutres en béton armé de 2,5 m de long, à section L ayant $A_s = 40 \text{ cm}^2$, $A_c = 20 \text{ cm}^2$, $A_s = 2 \text{ cm}^2$ et $A_c = 8 \text{ cm}^2$. Les poutres ont été soumises au fléchissement par chargement avec efforts ponctuels disposés sur la section supérieure ou sur la section inférieure, soit le long de la hauteur de la poutre. De cette manière on a pu observer l'influence que le mode d'application du fléchissement exerce sur le comportement des poutres en béton armé, sous l'action des efforts tranchants. Comme paramètres variables on a choisi, l'ouverture de cisaillement et le pourcentage d'armature longitudinale. La qualité du béton, le pourcentage d'humidité transverse et, évidemment, le mode de chargement.

SHEAR STRENGTH OF COHESIONLESS SOIL

BY

PAULICĂ RĂILEANU and TUDOR SILION

1. Introduction

This paper describes the results of CD and CCV shear tests carried out on remoulded silt. The paper discusses the various factors that determine the shear resistance of granular soil. These factors fall into two general groups.

The first group includes those factors that affect the shear resistance of a given soil : the confining stresses, the void ratio of the soil, the rate of loading, etc. It is necessary to understand the influence of these factors so that the strength appropriate for a practical problem can be measured. Of these factors, void ratio and confining stress are by far the most important.

The second group includes those factors that cause the strength of one soil to differ from the strength of another soil, even for the same confining stress and void ratio : the size, shape and gradation of the particles making up the soil. Knowledge of the effects of these factors is important when selecting soils for embankments, dams, pavement subgrades, etc.

The tests were carried out in the laboratory of Norwegian Geotechnical Institute on two remoulded silts : the first from Nerskogen, Sør-Trøndelag and the second from Flekkefjord, Vestagder, Norway. The soils from the above mentioned localities have the same grain-size distribution which is very uniform, the Hazen's ratio being 3.5. The specific gravity of soil particles is 27.8 KN/m^3 .

2. The Direct Simple Shear Apparatus

The direct simple shear apparatus (Bjerrum and Landva [4]) was built in order to simulate in the laboratory the strain conditions in the field. The essential requirement was thus that the soil specimen should be uniformly strained in simple shear and plane strain. For the soil specimen, the main requirement of the apparatus was to mount remoulded specimens in a confining membrane which would allow thickness changes of the specimen to occur for no change in diameter and which would allow the specimen to strain in

simple shear. This requirement was fulfilled by confining a sample of diameter 8 cm and a variable height in a rubber membrane reinforced with a spiral winding of wire, having a diameter of 0.15 mm and being wound at 25 turns per cm.

The specimen is placed on the bottom plate of the loading frame. The top cap is fixed to the specimen carriage, which guides the movement of the top cap of the specimen and prevents it from tilting. The vertical load is transferred to the top cap of the specimen through the roller bearings. The horizontal force is applied to the top cap of the specimen by a motor working through a variable speed gearbox and turning a thrust screw. To permit a continuous regulation of the vertical force applied to the specimen, the loading rod of the level arm can be connected to a screw-controlled loading mechanism, the applied vertical load being measured with a load gauge.

As mentioned above, this apparatus was built to perform drained and constant volume tests on specimens which were strained in simple shear and plane strain. By having the specimens confined in a reinforced rubber membrane and using relatively thin specimens, a uniform straining of the specimens was obtained, at least within the range of deformations of interest. In contrast to the triaxial test, which is based on controlling the principal stresses, the direct simple shear apparatus controls the strain conditions while the direction and magnitude of the principal stresses are unknown. During the consolidation phase of the tests the major principal stress is equal to the vertical consolidation pressure, p , and the horizontal stress is equal to Kp . The increase in shear stress on the horizontal plane will cause partly a rotation of the principal stresses and partly a change of their magnitude. Owing to the fact that the stress conditions are unknown, the interpretation of the test results is limited to a consideration of the shear stress and normal stress on the horizontal plane. The specimen is supposed to fail when the shear stress on the horizontal plane shows a peak, independent of whether in an earlier stage of the test the shear stress on another plane might have reached the strength along that plane. In other words, the test results are interpreted as a model test illustrating the conditions in a narrow shear zone separating two rigid bodies which move relative to each other.

3. Sample Preparation

A device machined to very close tolerance is used to trim and place the bearing plates and reinforced membrane around the soil sample. The preparation of the disturbed samples should be done with due care. The initial water content of the sample should vary within very narrow limits, this being accomplished by the cone test.

The penetration of the cone of 60 g or 100 g, should be equal for all the samples. By adding water and/or silt the initial water content is kept within narrow limits.

The water content of the silt varies between 21.45...35.51%. The height of the samples varies between 9.450...16.950 mm. The initial porosity has values between 33.08...45.66%.

4. Consolidation

The sample is transferred to the shearing apparatus by attaching the trimming device to the front of the shearing apparatus and sliding the mounting pedestal into place beneath the loading frame where it is firmly attached to the base plate.

The lever arm system is then lowered until the loading plate is in contact with the upper bearing plate. Weights as required are added to the lever arm in the same fashion as in the consolidometer test and vertical displacements with time are recorded. When consolidation under the desired normal stress has been completed, the sample is ready for shearing.

The soil specimen was consolidated in steps by applying loads to the loading rod. The amount of consolidation was measured by observing the thickness changes of the specimen with a dial gauge. Each consolidation step had a magnitude of 0.1 daN/cm². The consolidation pressure was between 0.1...0.6 daN/cm².

5. Shearing

The loading plate is locked to the upper bearing plate by adjusting two horizontal stops. Pins in the loading plate are pulled to allow it to move freely in a horizontal direction and the sample is then sheared by applying a horizontal force.

For undrained constant volume tests, the vertical load is adjusted by attaching the loading arm to an anchor which can be moved vertically by a gear control. If the sample tends to expand or dilate while undergoing shear the normal load must be increased to prevent it from doing so, thus avoiding the setting up of negative pore-water pressures. If, on the other hand, the sample tends to compress, the vertical load must be reduced to prevent positive pore-water pressures from being generated.

A dial gauge mounted above the loading plate indicates the vertical movements that occur between it and the base plate. Control of the volume of the specimen, however, does not simply lie in altering the vertical load to maintain a fixed reading on the dial gauge but must permit those vertical displacements to take place, that are simultaneous with the compressibility of the loading plate. The constant volume test, denoted CCV, is equivalent to an undrained test and the change of applied vertical stress on the specimen is equivalent to the change in pore pressure which would have occurred in the specimen if the specimen had been prevented from draining for a condition of constant applied vertical stress.

Table 1

Test No.	Height	Initial data		Consol. data		After consol.		Data from end of shear test			Type of shear test	Speed of motor min/mm
		Water content %	n %	p daN/cm ²	Time hours	Height mm	n %	Height mm	n %	Water content %		
S1-80	13.70	26.03	33.08	0.1	19.0	13.582	32.50	—	—	21.28	CCV	80,000
S2-80	12.70	24.79	33.27	0.2	16.5	12.514	32.28	—	—	21.87	CCV	80,000
S3-80	11.60	27.26	40.79	0.3	16.0	11.027	37.71	—	—	22.26	CCV	80,000
S4-80	13.40	21.45	33.75	0.4	0.5	13.238	32.94	—	—	20.66	CCV	80,000
S4R-80	12.90	26.65	38.00	0.4	0.5	12.782	37.43	—	—	20.50	CCV	80,000
S5-80	11.25	35.51	45.66	0.5	17.0	10.932	44.80	—	—	25.95	CCV	80,000
S1D-80	16.25	27.68	40.88	0.1	13.0	16.222	40.78	15.995	39.94	22.95	CD	9,868
S2D-80	10.90	29.89	38.34	0.2	20.0	10.830	37.94	10.640	36.83	22.04	CD	9,868
S3D-80	11.20	24.08	44.84	0.3	13.0	11.107	44.38	11.082	44.25	23.95	CD	9,868
S4D-80	13.90	29.79	39.38	0.4	15.0	13.780	38.86	13.602	38.05	21.76	CD	9,868
S5D-80	9.45	24.35	41.35	0.5	13.0	9.331	40.60	9.299	40.39	23.72	CD	9,868
S6D-80	11.70	32.54	42.50	0.6	15.0	11.028	42.14	11.616	42.08	22.60	CD	9,868
S1-10	13.15	27.24	42.04	0.1	65.0	12.997	41.36	—	—	22.09	CCV	80,000
S2-10	14.20	26.73	43.47	0.2	16.0	14.141	43.23	—	—	22.20	CCV	80,000
S3-10	10.38	26.54	42.90	0.3	64.0	10.133	41.51	—	—	22.23	CCV	80,000
S4-10	11.38	27.08	42.12	0.4	14.5	11.169	41.05	—	—	22.12	CCV	80,000
S5-10	10.50	30.90	43.52	0.5	65.0	10.097	41.39	—	—	21.97	CCV	80,000
S6-10	10.70	26.55	42.09	0.6	14.5	10.600	41.54	—	—	22.61	CCV	80,000
S1D-10	11.65	27.22	42.94	0.1	13.0	11.639	42.89	11.294	41.14	25.56	CD	9,868
S2D-10	14.05	31.45	42.47	0.2	17.0	14.009	42.30	13.820	41.51	23.13	CD	9,868
S3D-10	11.75	27.41	43.82	0.3	12.5	11.500	42.60	11.357	41.88	22.78	CD	9,868
S4D-10	12.15	30.96	41.49	0.4	15.0	11.850	40.01	11.761	39.56	22.12	CD	9,868
S5D-10	13.20	26.81	44.23	0.5	12.5	13.071	43.68	12.943	43.14	22.91	CD	9,868
S6D-10	12.70	31.06	42.86	0.6	16.0	12.594	42.40	12.485	41.88	23.33	CD	9,868
S5PR1-80	12.03	31.36	42.82	0.5	480.0	11.872	41.83	11.872	42.08	22.17	CD-CCV	80,000
S5PR2-10	12.73	30.36	42.95	0.5	90.0	12.468	41.75	—	—	22.30	CCV	9,868
S5PR3-10	12.60	28.20	41.84	0.5	525.0	12.514	40.94	12.608	41.38	22.94	CD-CCV	9,868
S5PR4-80	14.25	27.14	41.77	0.5	162.0	13.844	40.06	16.879	40.19	22.21	CD-CCV	80,000
S5PR5-80	16.95	29.99	43.24	0.5	0.5	16.789	42.69	16.808	42.76	22.84	CD-CCV	80,000
S5PR6-10	15.40	29.58	42.62	0.5	1.0	14.993	41.06	14.984	41.02	22.01	CD-CCV	9,868
S5RP1-80	11.87	—	42.08	0.5	—	—	—	11.796	41.71	22.17	CD	80,000
S5RP3-10	12.61	—	41.38	0.5	—	—	—	12.740	41.99	22.94	CD	9,868
S5RP4-80	13.87	—	40.19	0.5	—	—	—	13.811	39.92	22.21	CD	80,000
S5RP5-80	16.81	—	42.76	0.5	—	—	—	16.649	42.56	22.84	CD	80,000
S5RP6-10	14.98	—	41.02	0.5	—	—	—	15.056	41.31	22.01	CD	9,868

Table 2A

Test No.	Failure				$(\tau/\sigma')_{\max}$			
	$\frac{\tau}{p}$	$\frac{\sigma'}{p}$	$\frac{\tau}{\sigma'}$	ε_H %	$\frac{\tau}{p}$	$\frac{\sigma}{p}$	$\frac{\tau}{\sigma'}$	ε_H %
S1-80	0.30	0.83	0.35	0.3	1.83	3.32	0.59	6.0
S2-80	0.20	0.85	0.27	0.2	1.10	1.99	0.55	6.0
S3-80	0.13	0.95	0.12	0.1	0.50	1.00	0.53	7.0
S4-80	0.18	0.65	0.25	0.2	0.70	1.37	0.55	5.5
S4R-80	0.15	0.62	0.25	0.3	0.67	1.25	0.55	5.5
S5-80	0.13	0.90	0.17	0.2	0.53	0.95	0.55	8.0
S1-10	0.25	1.05	0.20	0.3	1.00	2.03	0.52	3.5
S2-10	0.20	1.00	0.21	0.2	1.86	3.25	0.58	6.0
S3-10	0.20	1.15	0.20	0.15	0.65	1.00	0.56	2.5
S4-10	0.20	0.78	0.25	0.4	0.75	1.35	0.58	4.5
S5-10	0.25	0.82	0.30	0.4	1.02	1.84	0.58	5.5
S6-10	0.20	0.95	0.23	0.2	0.79	1.40	0.56	5.5
S5PR2-80	0.25	1.25	0.21	0.3	1.50	2.80	0.58	7.9

Table 2B

Test No.	$\frac{\tau}{p}$	$\frac{\Delta v}{v}$	$\frac{\tau}{\sigma'}$	ε_H	$\frac{\tau}{p}$	$\frac{\Delta v}{v}$	$\frac{\tau}{\sigma'}$	ε_H
S1D-80	0.25	0	0.25	0.4	0.75	0.8	0.74	8.0
S2D-80	0.36	0	0.40	0.9	0.80	1.1	0.83	8.0
S3D-80	0.20	-0.1	0.20	0.5	0.60	0.1	0.62	7.0
S4D-80	0.17	-0.1	0.18	0.3	0.70	0.5	0.72	8.5
S5D-80	0.15	-0.1	0.17	0.2	0.62	0.3	0.64	7.5
S6D-80	0.25	-0.1	0.25	0.5	0.65	0.3	0.64	8.0
S1D-10	0.20	0	0.21	0.2	0.80	1.0	0.84	7.0
S2D-10	0.25	-0.1	0.26	0.7	0.65	0.2	0.65	7.8
S3D-10	0.25	-0.1	0.26	0.2	0.77	0.5	0.77	7.0
S4D-10	0.15	0	0.10	0.2	0.70	0.3	0.68	8.5
S5D-10	0.20	0	0.22	0.2	0.77	0.3	0.65	7.0
S6D-10	0.15	-0.1	0.15	0.2	0.62	0.1	0.64	7.0
S5PR1-80	0.17	0.1	0.18	0.3	0.50	0.5	0.52	5.4
S5PR3-80	0.25	0.1	0.26	0.3	0.80	-0.7	0.78	7.7
S5PR4-80	0.30	-0.1	0.31	0.6	0.65	0.2	0.65	6.3
S5PR5-80	0.20	0	0.20	0.3	0.60	-0.1	0.60	5.0
S5PR6-10	0.10	0.1	0.09	0.2	0.65	-0.1	0.64	5.5
S5RP1-80	0.05	0.1	0.05	0.3	0.48	1.2	0.46	8.2
S5RP3-10	0.05	0.1	0.04	0.3	0.55	0.7	0.56	8.0
S5RP4-80	—	—	—	—	0.60	-1.1	0.52	8.5
S5RP5-80	0.05	0.1	0.03	0.1	0.50	0.7	0.50	8.0
S5RP6-10	0.07	0.2	0.06	0.4	0.60	0.3	0.58	8.5

In the following description of the test results the change in effective normal stress required to maintain a constant volume of the sample will, for convenience, be called the „change in pore pressure“ and it will be denoted ΔU .

Drained tests, denoted CD, are performed at an appropriate rate of strain and the sample is permitted to change volume under a constant vertical load.

The constant volume tests and drained tests were carried out at a constant rate of strain. The speed of motor that was used was : 1 mm per 80 min. and 1 mm per 10 min.

6. Test Results

Test data are given in Table 1 and Table 2A, 2B. The Fig. 3... 52 [8] are given : the stress-strain curve for all tests, the $\Delta v/v$ -strain curve for CD tests, the $\sigma'/p(\Delta U/p)$ -horizontal strain curve and the τ/p -horizontal strain curve for all tests.

6.1. The Influence of the Consolidation of the Sample on the Shear Strength

a) *The magnitude of the consolidation pressure*

The vertical consolidation pressure, p , influences in a direct manner the characteristics of the shear resistance. The increase of the pressure leads to the increase of the shear stress, τ . For the same value of the ε_H , the Table 3 shows τ as a function of p under the condition CCV and CD.

Table 3

p daN/cm ²	τ [daN/cm ²]				ε_H %
	CCV-80	CD-80	CCV-10	CD-10	
0.100	0.070	0.050	0.055	0.040	2.0
0.200	0.080	0.100	0.100	0.080	2.0
0.300	—	0.120	0.150	0.120	2.0
0.400	0.140	0.180	0.160	0.160	2.0
0.500	—	0.225	0.200	0.200	2.0
0.600	—	0.270	0.240	0.240	2.0

The Table 4 shows Φ' as a function of p under the condition CD.

Table 4

Test No.	p daN/cm ²	Φ' °	$\Delta v/v$ %	ε_H %
S1D-80	0.100	27.3	0	2.0
S2D-80	0.200	27.9	0	1.9
S3D-80	0.300	30.1	0	5.7
S4D-80	0.400	30.8	0	4.9
S5PR4-80	0.500	31.0	0	4.5

b) *The consolidation time*

It is possible to accomplish an arrangement of particles in a short time of consolidation even if the soil was completely disturbed. This arrangement of the particles is due to the particles' own weight, the consolidation pressure, p , and the action of certain related forces which are originated in the interaction between the solid and liquid phases. In the shales it can be distinguished between two different types of cohesive bonds, one due to ionic and v a n d e r W a a l s forces of attraction between particles and the other caused by the cementing action of chemical precipitates [3].

The cohesive bonds of the tested silt are very small and they belong to the first type of bonds.

The structure obtained during consolidation is being changed very rapidly. In the samples sheared immediately after applying the consolidation pressure, it is obtained an almost linear variation between τ/p and ε_H . This is shown by the tests S5RP3-10, S5RP4-80, S5RP5-80 and S5RP6-10.

6.2. The Influence of the Rate of Strain on the Shear Strenght

Rate of strain is a factor that is frequently mentioned with respect to shear strength, a factor that has been shown to have great influence on the behaviour of soils tested in undrained compressions (Taylor, 1943; Casagrande and Wilson, 1951; Bjerrum, Simons and Torblaa, 1958; Crawford, 1963; Kenney, 1966), and yet a factor whose influence on the more basic soil properties of friction and cementation-bond has been left uninvestigated.

The constant volume tests and drained tests were carried out at a constant rate of strain. The rate of the strain used, was :

a) for tests : S1-10, S2-10, S3-10, S4-10, S5-10, S1D-10, S2D-10, S3D-10, S4D-10, S5D-10, S6D-10, S5PR2-10, S5PR3-10, S5PR6-10, S5RP3-10, S5RP6-10 — 9.868 minutes per mm (average strain rate 33.94% of initial specimen height per hour) ;

b) for tests : S1-80, S2-80, S3-80, S4-80, S4R-80, S5-80, S1D-80, S2D-80, S3D-80, S4D-80, S5D-80, S6D-80, S5PR1-80, S5PR4-80, S5PR5-80, S5RP1-80, S5RP4-80, S5RP5-80 — 80 minutes per mm (average strain rate 4.88%).

Table 5 shows the results of the two tests in which only the rate of strain has changed.

Table 5

Test No.	Speed motor min/mm	Rate of strain %/hour	$\frac{\tau}{p}$	$\frac{\tau}{\sigma'}$	$\frac{\Delta v}{v}$ %	ε_H %
S5PR3-10	9,868	29.81	0.505	0.515	0.2	2.0
S5PR1-80	80,000	5.25	0.850	0.345	0.7	2.0

It is seen that a decreasing of the resistance to shear strain is caused, when rate of strain is decreased for the samples analysed in this paper.

6.3. The Influence of the Porosity, the Water Content and the Height of the Specimen

a) The Porosity

The value of the porosity has varied between 33.08% and 45.66%. The tests with the smaller porosity led to greater resistance to the shear strain and volume changes within narrow limits.

In this type of tests, due to the compaction, has appeared the phenomenon of the wedging strength. This phenomenon has caused a greater resistance to the shear strain.

Tables 1 and 2A, 2B show the results obtained by working with various porosities.

The wedging strength appears as a cause of the tight arrangement of the particles, where any sliding plane intersects a number of particles. The shearing of a compacted soil leads to a loosening of the soil. The resistance to the shearing strain decreases as the motion of the material increases. This motion induces a compaction of the loose soil and an increasing of the resistance to shear strain. During shear strain the loosening of the compacted soils and the compaction of loose soils find expression in the variation of the volume. There exists a certain porosity at which the shear strain takes place without variations in the volume. This porosity is a function of: granulometric composition, consolidation pressure, water content and the rate of shear strain. Table 6 shows τ/p and τ/σ' for several samples in which $\Delta v/v = 0$.

Table 6

Test No.	$\frac{\tau}{p}$	$\frac{\tau}{\sigma'} = \operatorname{tg} \Phi'$	ε_H %	$\Phi_0 = \Phi' + \alpha$ °
S1D-80	0.500	0.515	2.0	27.3
S2D-80	0.500	0.530	1.9	27.9
S3D-80	0.575	0.580	5.7	30.1
S4D-80	0.600	0.595	4.9	30.8
S5D-80	0.575	0.580	5.0	30.1
S6D-80	0.550	0.570	4.5	29.7
S1D-10	0.400	0.400	1.0	21.8
S2D-10	0.600	0.570	5.8	29.7
S3D-10	0.550	0.565	2.6	29.5
S4D-10	0.550	0.580	5.5	30.1
S5D-10	0.550	0.565	3.8	29.5
S6D-10	0.625	0.620	6.7	31.8
S5PR3-10	0.600	0.600	3.2	31.0
S5PR4-80	0.600	0.600	4.5	31.0
S5PR5-80	0.575	0.575	4.2	29.9
S5PR6-10	0.625	0.630	4.9	32.2

b) *The Water Content*

The water content influences directly the physical components of the shear strength. Water content varied between 21.45% and 35.51%.

A reduced water content could lead to a greater cohesion because of the capillary forces.

In the water-saturated silt the changing of the volume (which appear during shear strain) leads to the apparition of a hydrodynamic pressure. The sens (direction) of the hydrodynamic pressure depends on the porosity that existed at the beginning of the shear strain. In the compacted silts the hydrodynamic pressure is applied toward the shearing zone and in the loose silts in the opposite direction. This phenomenon is conditioned by the rate of the shear strain.

If saturated with water, these silts could become liquified. The soil resembles that of fluids. This phenomenon appears as a result of a disturbance in the particle arrangement caused by the instantaneous increasing of the water pressure in pore spaces. In nature, this phenomenon depends on: the magnitude of the porosity, the water pressure in pores, the shape of the particles, the particles uniformity and the presence of the dynamic stress.

c) *The Height of the Specimen*

The initial height of the sample is between 9.450...16.950 mm. Comparing the results of the two tests, S5PR5-80 (height of the sample 16.950 mm) with S5D-80 (height of the sample 9.450 mm) there is not any evidence of a

great influence of the height of the sample on the physical characteristics of the shear strength.

The difficulty of the preparation of the samples made necessary a height of the samples between 9 and 20 mm. The variation of the height of the samples during consolidation and shearing is shown in Figs. 3 to 52 [8].

7. Concluding Remarks

a) The use of remoulded soils in basic research has important advantages, especially in regard to uniformity of the test specimens, control of their stress history, and separation of the influence of many variables which govern the deformation and strength characteristics of soils.

b) The results of the tests performed and described in the paper indicate the influence which many factors have on the shearing strength of the remoulded soils.

c) The use of a single kind of material — silt, makes possible the employment of various shearing conditions in the tests performed (water content, porosity, rate of strain, etc.).

d) The failure of the sample is difficult to define in the tests and especially in the CD test.

e) In a test by changing the values of a single parameter, all other factors being the same, it is emphasised the influence of the variable parameter on the shearing strength. This is fairly difficult to be accomplished also in the case of remoulded soils.

Notations

e — void ratio,

e_c — void ratio at end of consolidation or start of shear test,

e_f — void ratio at failure,

Δe — change in void ratio during shear test,

γ_s — specific gravity of soil solids,

γ_w — specific gravity of water,

h — height of sample,

n — porosity,

u — pore-water pressure,

w — water content,

Δw — change in water content during shear test,

CCV - test — consolidated constant volume test in DSS, where the specimen was first consolidated under a vertical stress, p , and thereafter sheared while σ' was decreased to maintain the volume constant,

CD-test — consolidated drained test with $\sigma' = \text{const.} = p$,

$\overrightarrow{\text{CD}}$ — $\overrightarrow{\text{CCV}}$ -test — a combined test where the first part of the shearing was a CD-test and the second one a CCV-test,

$\overleftarrow{\text{CD}}$ — $\overleftarrow{\text{CCV}}$ -test — the same test as above; however, the horizontal shear stress applied to the specimen during the CCV-phase, acting in the opposite direction to τ_h during the drained part of the test,

DSS — direct simple shear test,

t — time,

- s_u — undrained shear strength, equivalent to τ_h in DSS test,
 τ — shear stress,
 τ_f — maximum horizontal shear stress in CCV—DSS test,
 τ — yield point horizontal shear stress in drained DSS test,
 τ_h — horizontal shear stress in DSS test,
 U_n — the uniformity ratio (the H a z e n's ratio),
 Δv — change in volume,
 $+\Delta v$ — increase in volume,
 $-\Delta v$ — decrease in volume,
 Φ' — the apparent friction angle, $\Phi' = \Phi_0 - \alpha$,
 Φ_0 — the physical friction angle,
 α — the structural component, $\tan \alpha = \partial v / \partial \varepsilon_H$, (B j e r r u m, 1961),
 ε_H — horizontal shear strain (horizontal movement of top cap divided with specimen height after consolidation).

Received, February 18, 1974

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Geotechnics and Foundations

REFERENCES

1. Bishop A. W., Eldin A. K. G., *The Effect of Stress History on the Relation between Φ and Porosity in Sand*. Proc. Third Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Zürich, 1, 100—105 (1953).
2. Bjerrum L., *The Effective Shear Strength Parameters of Sensitive Clays*. Proc. Fifth Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng., Paris (1961).
3. Bjerrum L., Kenney T. C., *Effect of Structure on the Shear Behaviour of Normally Consolidated Quick Clays*. Proc. Geotech. Conf., Oslo (1967).
4. Bjerum L., Landva A., *Direct Simple Shear Tests on a Norwegian Quick Clay*. NGI Publication, 70, Oslo (1966).
5. Landva A., *Equipment for Cutting and Mounting Undisturbed Specimens of Clay in Testing Devices*. NGI Publication, 56, Oslo (1966).
6. * * * Proceed. of the Geotechn. Conf. on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks, vol. 1, 2, NGI, Oslo (1967).
7. * * * The Bolkesjø Symposium on Shear Strength and Consolidation of Normally Consolidated Clays, NGI, Oslo (1969).
8. Răileanu P., Bjerrum L., *Shear Strength Behaviour of Remoulded Silt*. NGI, Oslo (1971).

REZISTENȚA LA FORFECARE A PĂMÎNTURILOR NECOEZIVE

(Rezumat)

Se analizează influența unor factori ca: presiunea de consolidare, viteza de deformare, porozitatea, umiditatea și înălțimea probei asupra rezistenței la forfecare a unui pământ prăfos în stare tulburată.

Se prezintă tehnica și aparatura folosită, trăgându-se concluzii privind utilitatea practică a unor astfel de încercări.

CONTRIBUȚII LA STUDIUL VARIAȚIILOR SEZONIÈRE DE VOLUM A STRATULUI DE FUNDARE DIN LUNCA RÎULUI BĂHLUI ȘI INFLUENȚA ACESTORA ASUPRA COMPORTĂRII CONSTRUCȚIILOR

Nota III₂

DETERMINAREA EXPERIMENTALĂ A COEFICIENȚILOR DE CONTRACȚIE

DE

N. BOȚI ȘI TUDOR SILION

1. Introducere

În lucrarea [10] s-au definit coeficienții de contracție liniară, de suprafață și de volum :

$$(1) \quad \alpha_l W = \frac{l-l_0}{l_0}, \quad (2) \quad \alpha_s W = \frac{S-S_0}{S_0}, \quad (3) \quad \alpha_v W = \frac{V-V_0}{V_0}.$$

De asemenea s-au stabilit pe cale teoretică ecuații de corelații între cei trei coeficienți, de forma :

$$(4) \quad \alpha_v = 3\alpha_l + \frac{3}{2} \alpha_l^2 + \frac{1}{2} \alpha_l^3, \quad (5) \quad \alpha_s = 2\alpha_l + \frac{1}{2} \alpha_l^2.$$

În prezenta lucrare se determină, pe cale experimentală, valorile coeficienților și se verifică ecuațiile de corelație.

2. Metoda de lucru

Numeroși cercetători [1], [6], [7], [11] au folosit pentru urmărirea modificărilor de volum ale unor probe în timpul uscării diverse metode. Una dintre acestea are la bază principiul dislocuirii unui volum de mercur, care prezintă dezavantajul apariției unei erori introdusă de presiunea exercitată pe toate fețele probei. Alții utilizează, pentru măsurarea dimensiunilor, principiul proiecției optice. L i k o v determină dimensiunile probelor prin parafinare și scufundare în apă, măsurînd volumul apei dislocuite. Această metodă prezintă dezavantajul că este foarte laborioasă și necesită precauții deosebite pentru acoperirea perfectă a probei cu parafină, spre a evita pătrunderea apei în interior.

În cele ce urmează se propune o nouă metodă pentru stabilirea dependenței între volumul probei și umiditatea pe care o conține. Condiția esențială pentru obținerea unor rezultate corecte în studiul fenomenelor de contracție — umflare, o reprezintă distribuția uniformă a umidității în toată masa probei. Această condiție se traduce prin necesitatea ca gradientul de umiditate să fie egal cu zero. Condiția poate fi respectată în două moduri diferite și anume fie că se conduce uscarea probei foarte lent, ceea ce ar necesita un timp extrem de îndelungat, fie că se întrerupe uscarea în diverse etape, prin introducerea probei într-un spațiu mic și închis ermetic. Pentru a pune în evidență valabilitatea considerațiilor făcute mai sus s-au întreprins cercetări experimentale pe două căi diferite.

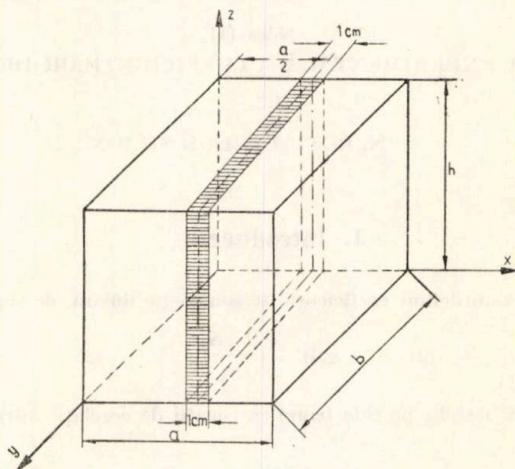


Fig. 1. — Proba de argilă.

O primă cale folosește uscarea continuă a probelor în atmosferă, iar a doua cale utilizează uscarea și întreruperea alternativă, în vederea obținerii unei distribuții uniforme a umidității în întregul volum al probei.

Toate probele de pământ argilos au fost pregătite conform metodologiei cunoscute, cu o umiditate corespunzătoare limitei superioare de plasticitate. Pe această cale s-au pregătit două serii de câte șase cuburi, cu latura de aproximativ 5 cm. Primul set de cuburi a fost suspendat în atmosferă, pentru ca uscarea să decurgă pe toate fețele cu aceeași viteză, iar la intervale de timp cuprinse între 5 și 8 ore s-au cântărit și li s-au măsurat dimensiunile. Operația s-a repetat până la îndepărtarea completă a umidității.

Pe parcursul acestor determinări s-au sacrificat două cuburi în vederea stabilirii distribuției umidității în masa probei. Primul cub s-a sacrificat după îndepărtarea a 1/3 din umiditate iar al doilea după îndepărtarea a 2/3.

Pentru determinarea repartiției umidității în cub, s-a tăiat din mijlocul acestuia o felie de argilă cu o grosime de 1 cm (fig. 1), care apoi, cu ajutorul

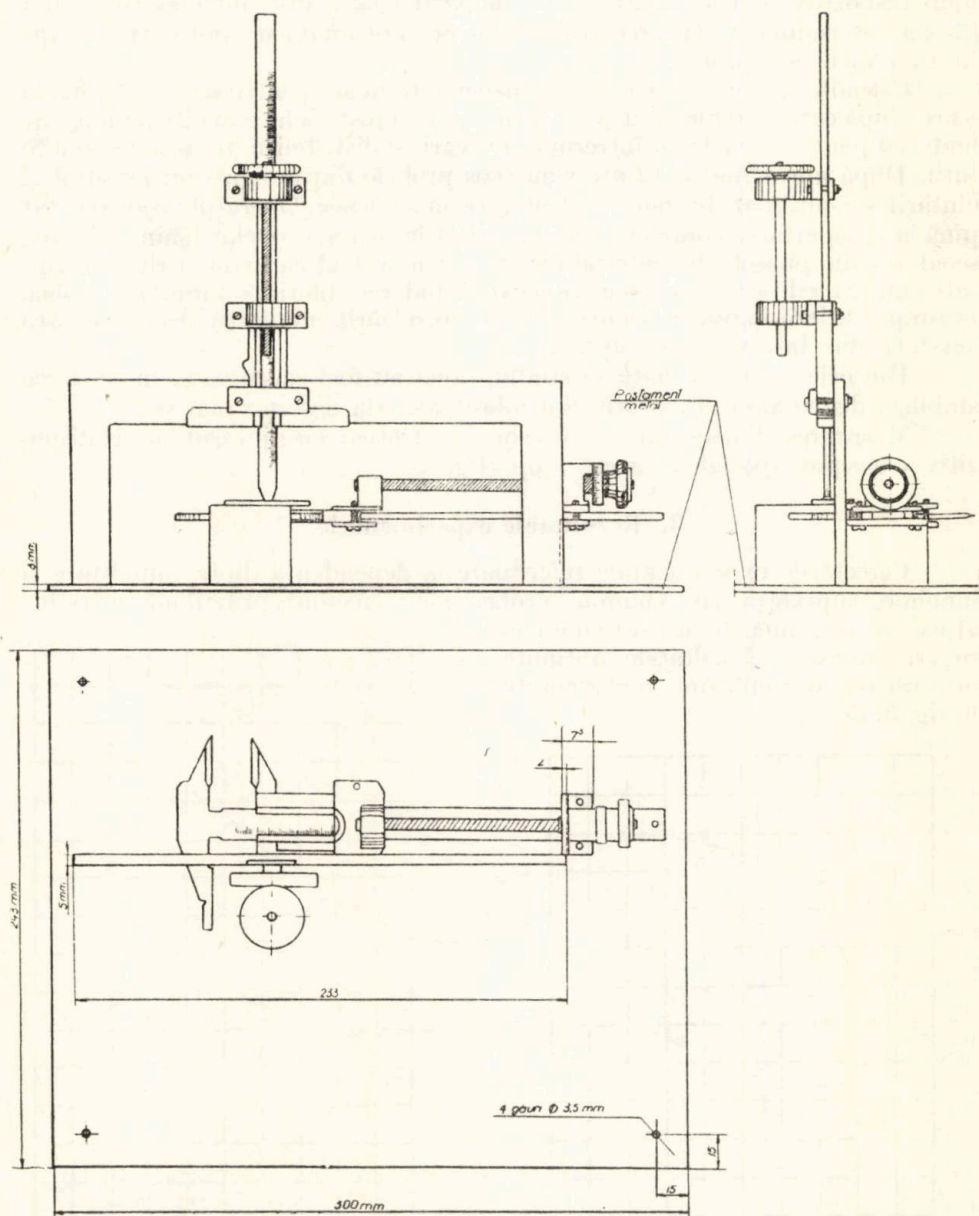


Fig. 2. — Aparat pentru măsurarea dimensiunilor probei.

unui dispozitiv a fost împărțită în 16 părți egale. Prin metoda cunoscută [5] s-a determinat umiditatea fiecărei bucăți, obținându-se conținutul de apă în 16 puncte ale probei.

Celelalte șase cuburi s-au lăsat suspendate în aer pentru uscare, 5 pînă la 8 ore, după care s-au măsurat și cîntărit, apoi au fost închise în cîte o pungă de material plastic în vederea întreruperii uscării și distribuirii uniforme a umidității. După aproximativ 12 ore s-au scos probele din pungi, s-au măsurat și cîntărit și s-au lăsat din nou în atmosferă să se usuce. Operațiile s-au repetat pînă la îndepărtarea completă a umidității. Cîntărirea probelor înainte și după scoaterea din pungile de material plastic a demonstrat că în acest timp umiditatea nu se modifică. Vizual s-a observat închiderea culorii pe suprafața probei, în timpul șederii în pungă, ca urmare a uniformizării umidității, deci a migrării acesteia din interior către suprafață.

Din cele 6 cuburi luate în studiu, două au fost sacrificate, în vederea stabilirii distribuției umidității. S-a folosit metoda descrisă mai sus.

Măsurarea dimensiunilor probelor s-a efectuat cu ajutorul unui dispozitiv conceput special în acest scop (fig. 2).

3. Rezultatele experimentale

Cercetările experimentale referitoare la dependența dintre umiditate și lungime, suprafața sau volumul probei, s-au efectuat prin două metode:

a) uscare continuă, b) uscare cu întreruperi succesive. Rezultatele obținute prin uscare continuă sînt reprezentate în fig. 3...5.

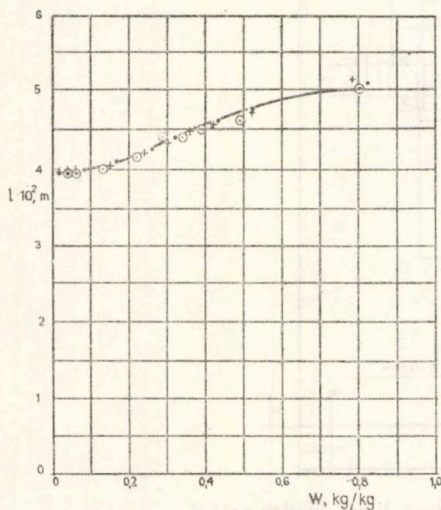


Fig. 3. — Variația lungimii probelor funcție de umiditate, la uscare continuă.

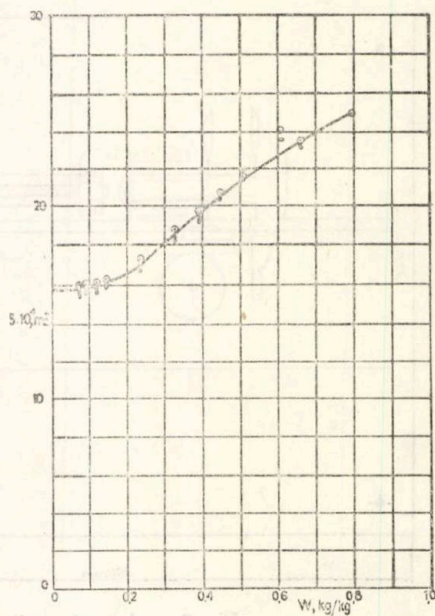


Fig. 4. — Variația suprafeței probelor funcție de umiditate, la uscare continuă.

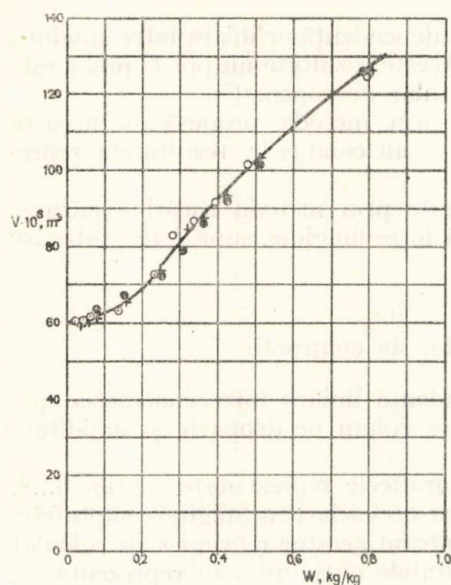


Fig. 5. — Variația volumului probelor funcție de umiditate, la uscarea continuă.

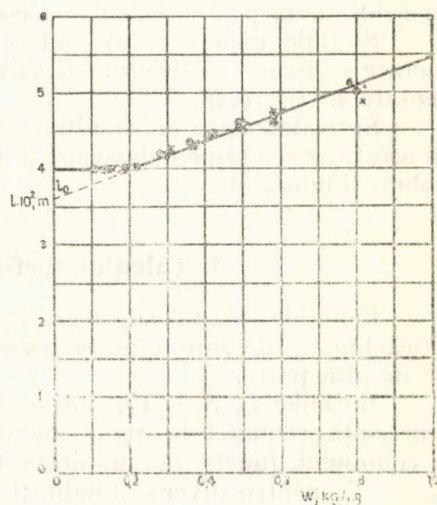


Fig. 6. — Variația lungimii probelor funcție de umiditate, la uscarea cu întreruperi succesive.

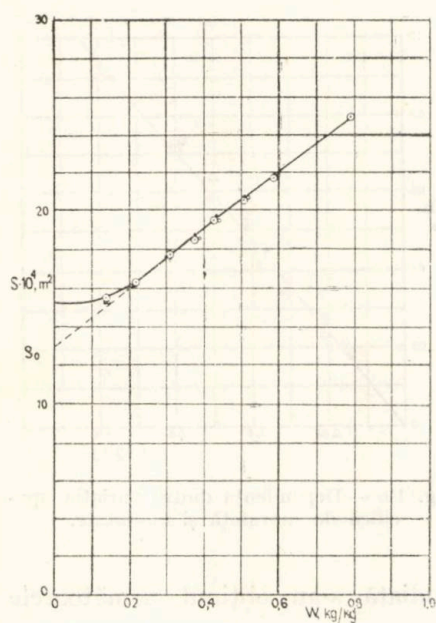


Fig. 7. — Variația suprafeței probelor funcție de umiditate, la uscarea cu întreruperi succesive.

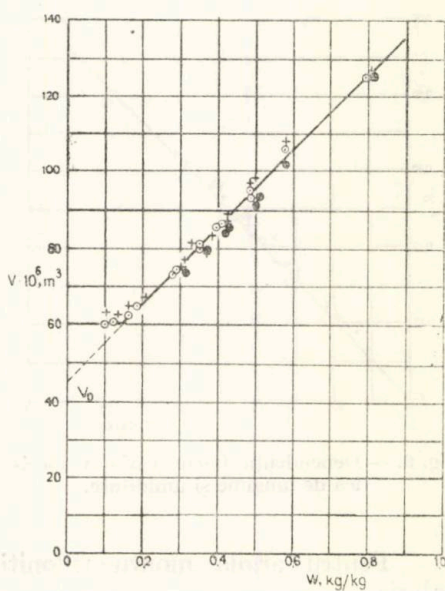


Fig. 8. — Variația volumului probelor funcție de umiditate, la uscarea cu întreruperi succesive.

În toate cazurile se pune în evidență o dependență neliniară între lungime, suprafață, respectiv volum și umiditate. Aceste rezultate nu pot fi prelucrate în continuare, pentru calcularea coeficienților de contracție.

Studiile experimentale întreprinse prin metoda propusă în această lucrare — uscare cu întreruperi succesive — au condus la rezultatele reprezentate în fig. 6...8.

Spre deosebire de rezultatele obținute prin metoda uscării continue, în acest caz se obține o dependență liniară între lungime, suprafață, respectiv volum și umiditate.

4. Calculul coeficienților de contracție

Ecuatiile (1)...(3) sugerează o dependență liniară între contracția specifică liniară, de suprafață, și respectiv de volum pe deoparte și umiditate pe de altă parte.

Mărimile l_0 , S_0 și V_0 , obținute din graficele reprezentate în fig. 6...8, reprezintă ordonatele la origine ale dreptelor de variație a lungimii, suprafeței și volumului, funcție de umiditate. Cu ajutorul acestor mărimi s-au calculat ε_l , ε_s , ε_v , pentru diverse umidități. Rezultatele obținute s-au reprezentat în fig. 9...11. Pantele celor trei drepte furnizează direct valorile coeficienților de contracție.

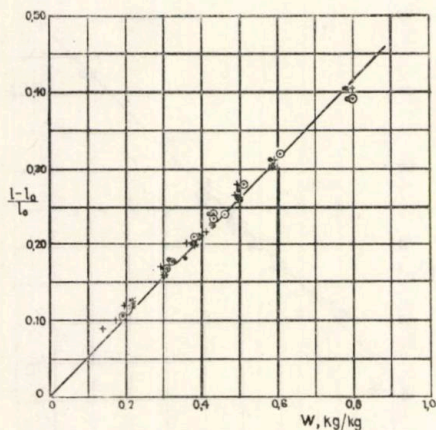


Fig. 9. — Dependența dintre variația specifică de lungime și umiditate.

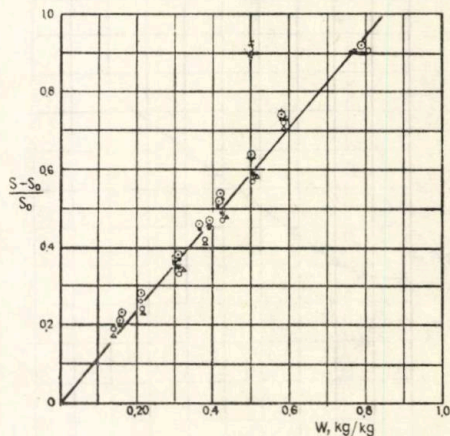


Fig. 10. — Dependența dintre variația specifică de suprafață și umiditate.

Pentru argila montmorillonitică studiată s-au obținut următoarele valori:

$$\alpha_l = 0,52, \quad \alpha_s = 1,17, \quad \alpha_v = 2,03.$$

Valorile coeficienților de contracție pot fi diferite ca ordin de mărime, funcție de modul de exprimare al umidității — sub formă de procente sau sub formă zecimală.

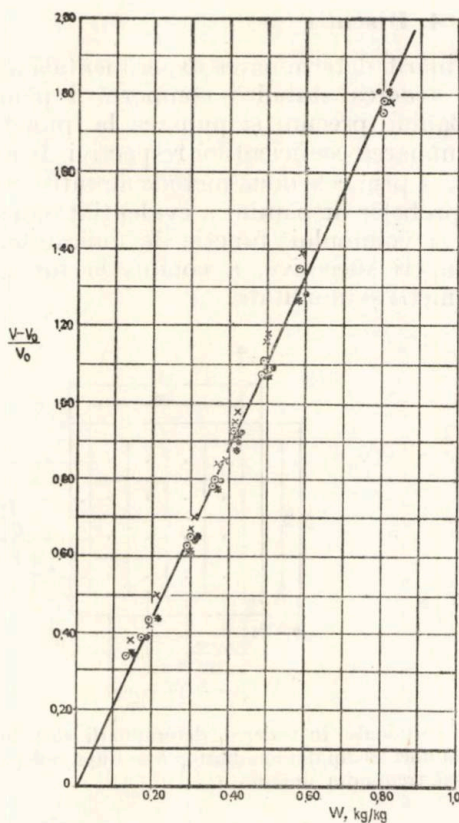


Fig. 11. — Dependenta dintre variația specifică de volum și umiditate.

În prezenta lucrare s-a exprimat umiditatea în fracții masice și din această cauză ordinul de mărime al coeficienților de contracție este de 10^2 mai mare decât cel obținut de către alți cercetători.

Valorile obținute pentru coeficienții de contracție indică faptul că argila din zona orașului Iași este puternic contractilă, prezentând variații mari de volum la modificarea umidității. Așa se explică apariția pe suprafața pământului, în perioadele secetoase, a unor crăpături care ating lățimi de 10...15 cm și o adâncime pînă la 250...300 cm. În perioadele cu precipitații abundente argila se umflă și crăpăturile dispar. Variațiile sezoniere de volum produc tensiuni în fundațiile construcțiilor și le degradează [2]...[4], [12]. Construcțiile nu sînt antrenate de umflarea pământurilor iar fisurile din fundații și zidării rămîn

deschise, dînd astfel posibilitatea ca ele să se mărească cu prilejul unei noi perioade de uscăciune, cînd fenomenele de contracție se manifestă din nou și crăpăturile din pămînt reapar [8].

4. Discuții

În prezenta lucrare s-a urmărit determinarea experimentală a valorilor coeficienților de contracție, în vederea stabilirii comportării pămînturilor de fundare din șesul rîului Bahlui precum și punerea la punct a unei noi metode care să permită determinarea coeficienților respectivi. În acest scop cercetările întreprinse s-au efectuat prin cele două metode amintite mai sus.

Metoda uscării continue a probelor de pămînt a evidențiat o dependență neliniară a lungimii, suprafeței și volumului funcție de umiditate. Metoda propusă, de uscare prin întreruperi succesive, a condus la funcții liniare de dependență între cei trei parametri și umiditate.

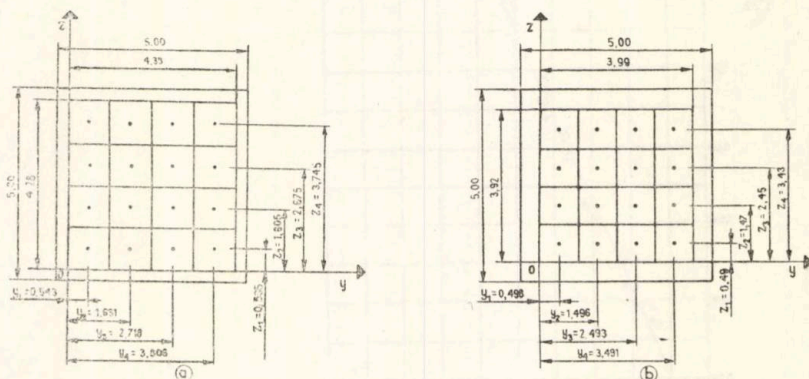


Fig. 12. — Dimensiunile probei sectionate în vederea determinării distribuției umidității: *a* — după îndepărtarea unei treimi din umiditate, *b* — după îndepărtarea a două treimi din umiditate.

Inexactitatea metodei de uscare continuă, după cum s-a propus, se datorește unei distribuții neuniforme a umidității în probă, ceea ce are drept efect ca contracția să fie diferită pe grosimea materialului cercetat. Din această cauză rezultatele determinărilor experimentate nu corespund cu dimensiunile unei probe în care umiditatea este uniform distribuită. Această observație este consecința faptului că umiditatea nu variază liniar în probă. Pentru a verifica această ipoteză s-a determinat, pe cale experimentală, distribuția umidității în cîte două probe, cu conținuturi diferite de umiditate, uscate prin cele două metode. În fig. 12 sînt redată secțiunile a două probe sacrificate după îndepărtarea unei treimi din umiditate (fig. 12 *a*) și după îndepărtarea a două treimi din umiditate (fig. 12 *b*). În figură sînt reproduse dimensiunile probei inițiale, dimensiunile probei după îndepărtarea unei părți din umiditate și modul de secționare a probelor.

Distribuția umidității în probe s-a reprezentat în fig. 13 și 14.

Probele uscate în regim continuu, deși uscarea s-a efectuat în atmosferă cu o viteză foarte mică, pun în evidență variații neliniare ale umidității. În centrul probei umiditatea este mai mare decât la periferie. Uscarea cu întreruperi succesive conduce la o distribuție uniformă în toată masa probei, gradientul de umiditate fiind nul, iar măsurătorile efectuate permit calculul exact al coeficienților de contracție. Distribuția uniformă a umidității îngăduie să se tragă concluzia că metoda propusă este corectă și poate fi utilizată în studiul fenomenelor de contracție — umflare a argilelor montmorillonitice în particular și a tuturor pământurilor în general.

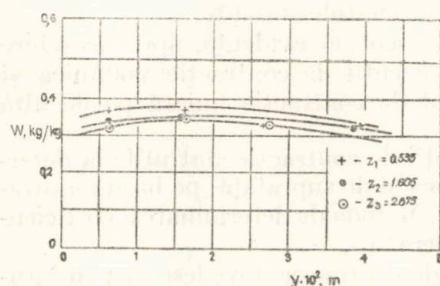


Fig. 13. — Distribuția umidității în probele uscate în regim continuu.

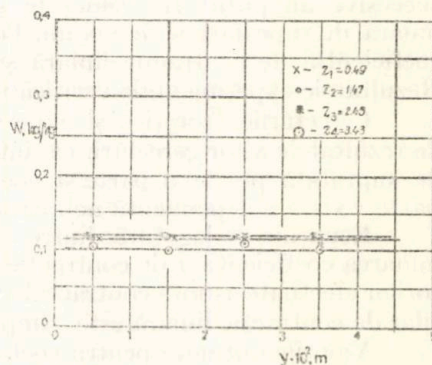


Fig. 14. — Distribuția umidității în probele uscate cu întreruperi succesive.

Cu ajutorul acestei metode s-au determinat pe cale experimentală cei trei coeficienți de contracție iar cu valorile acestora s-au verificat ecuațiile de corelație (4) și (5).

Pentru coeficientul de contracție volumică, determinat pe cale experimentală, s-a obținut valoarea $\alpha_v = 2,03$ iar pentru cel calculat cu ecuația (4), funcție de coeficientul de contracție liniară, a rezultat valoarea $\alpha_v = 2,02$; de asemenea pentru coeficientul de contracție de suprafață, determinat experimental s-a obținut valoarea $\alpha_s = 1,17$, iar pentru cel calculat cu ecuația (5) a rezultat valoarea $\alpha_s = 1,18$.

Rezultatele obținute permit să se tragă concluzia că ecuațiile de corelație sînt corecte.

5. Concluzii

Rezultatele teoretice și experimentale, stabilite în lucrare, permit să se tragă concluzia că pentru obținerea unor date pe baza cărora să se poată efectua determinările coeficienților de contracție, trebuie să se acorde o atenție deosebită vitezei de îndepărtare a umidității. Uscarea trebuie condusă în așa fel încît gradientul de umiditate în probă să fie nul sau foarte apropiat de zero.

Metoda propusă, caracterizată prin întreruperea uscării în diverse etape, în vederea omogenizării umidității în probă, s-a dovedit a fi eficace în acest sens.

Uscarea continuă a condus la rezultate nesatisfăcătoare. Experimental s-a pus în evidență că la probele uscate continuu umiditatea variază pe grosimea probei. Curbele de dependență $V = V(w)$, $S = S(w)$ și $l = l(w)$ pun în evidență dependențe liniare, în cazul probelor la care s-a recurs la întreruperea uscării și omogenizarea umidității și dependențe neliniare pentru probele uscate continuu.

Rezultatele experimentale obținute prin metoda uscării cu întreruperi succesive au putut fi prelucrate și s-au calculat coeficienții de contracție liniară, de suprafață și de volum. Pe cale teoretică s-a obținut corelația dintre coeficientul de contracție liniară și coeficientul de suprafață sau de volum. Rezultatele experimentale verifică pe deplin ecuațiile stabilite.

Cercetările teoretice și experimentale scot în evidență, spre deosebire de rezultatele altor cercetări, că între coeficienții de contracție volumică și de suprafață pe de o parte și coeficientul de contracție liniară pe de altă parte, există o dependență neliniară.

Ecuațiile de legătură dintre coeficienții de contracție sînt utile la determinarea coeficienților de contracție volumică și de suprafață, pe baza măsurărilor efectuate asupra contracțiilor liniare. Metoda de determinare a coeficienților de contracție liniară este simplă și operativă.

Valorile obținute pentru coeficienții de contracție dovedesc că pămînturile de fundație din zona orașului Iași sînt contractile și că prezintă variații mari de volum la modificarea umidității.

Notății

- a — latura paralelipipedului, [cm],
- a_0 — latura paralelipipedului după uscarea, [cm],
- b — latura paralelipipedului, [cm],
- b_0 — latura paralelipipedului după uscarea, [cm],
- h — înălțimea paralelipipedului, [cm],
- h_0 — înălțimea paralelipipedului după uscarea, [cm],
- l — dimensiunea liniară a materialului probei înainte de uscarea, [m],
- l_0 — contracția specifică, liniară, [m],
- S — suprafața unei fețe a paralelipipedului înainte de uscarea, [m²],
- S_0 — contracția specifică de suprafață, [m²],
- V — volumul unei probe saturate umede d pămînt (volumul devine mereu mai mic), [m³],
- V_0 — volumul probei fără porozitate, [m³],
- w — umiditatea naturală a probei de pămînt, [kg/kg],
- w_L — umiditatea corespunzătoare limitei superioare de plasticitate, [kg/kg],
- w_P — umiditatea corespunzătoare limitei inferioare de plasticitate, [kg/kg],
- w_s — umiditatea corespunzătoare limitei de contracție, [kg/kg],
- dw/dl — gradientul de umiditate,
- α_l — coeficientul de contracție liniară,
- α_s — coeficientul de contracție în suprafață,
- α_v — coeficientul de contracție în volum,
- α_m — valoarea minimă a coeficientului de contracție,
- α_M — valoarea maximă a coeficientului de contracție,
- β — unghiul de contracție, [grade]

$\Delta V = V - V_0$ — variația de volum, [m],

$\varepsilon_l = \frac{l - l_0}{l_0}$ — contracția liniară specifică,

$\varepsilon_s = \frac{S - S_0}{S_0}$ — variația specifică de suprafață,

$\varepsilon_v = \frac{V - V_0}{V_0}$ — variația specifică de volum,

$\rho_{ts} = \frac{m_0}{V_0}$ — densitatea în stare uscată.

Primită la 18 noiembrie 1972

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de geotehnică și fundații

BIBLIOGRAFIE

1. Andrei S., *Apa în pământuri nesaturate*. Ed. Tehn., Buc., 1967, 211—215.
2. Antonescu I., Culiță C., *Considerațiuni asupra caracteristicilor pământurilor argiloase cu umflări și contracții mari*. Hidrotehnica, 4, 10 (1959).
3. Antonescu I., Culiță C., *Cercetări experimentale asupra comportării pământurilor argiloase cu contracții mari*. Hidrotehnica, 5, 1—2, 1—72 (1960).
4. Bally R. J., Antonescu I. P., Iancu S., Bîra C., *Fenomenele de degradare a unor canale de irigație în sistemul Pisc-Brăila*. Hidrotehnica, 5, 12, 405—444 (1960).
5. Ciubotaru V., *Geotehnică. Îndrumar de laborator*. Inst. polit. Iași, 1970.
6. Kézdi A., *Bodenmechanik*. Bd. I, Verlag für Bauwesen, Berlin, 1964, 289 — 292.
7. Likov A. V., *Teoria uscării* (trad. din l. rusă). ESAC, Buc., 1954, 293—307.
8. Profirii N., Stinculescu I., Antonescu I., *Măsuri constructive pentru prevenirea degradărilor construcțiilor fundate pe pământuri argiloase cu construcții mari*. Ed. Acad. R.P.R., Buc., 1954.
9. Silion, T., Boți N., *Contribuții la studiul chimico-mineralogic al stratului de fundare din șesul râului Bahlui*. Bul. Inst. polit. Iași, XVIII(XXII), 3—4, s. V (1972).
10. Silion T., Boți N., *Contribuții la studiul variațiilor sezoniere de volum a stratului de fundare din lunca râului Bahlui și influența acestora asupra construcțiilor (III₁)*. Bul. Inst. polit. Iași, XIX(XXIII), 1—2, s. V (1973).
11. Sbenke R., Culiță C., Andrei S., *Referat asupra încercărilor hidrice (contracții) pentru probe de pământuri argiloase*. C.S.C.A.S., INCERC, 1966.
12. Stănescu E., Rădulescu D., *Studiul experimental al umflării rocilor argiloase în galeriile hidrotehnice*. Hidrotehnica, 7, 8, 249—288 (1962).

UNTERSUCHUNG VON JÄHRLICHE VOLUMENÄNDERUNGEN DER LAGERUNGSSCHICHT IN BAHLUIFLUßTAL UND DEREN EINFLUß AUF DEN BAUWERKEN

III₂. Experimentelle Bestimmung der Kontraktionskoeffizienten

(Zusammenfassung)

Die Lagerungsschicht im Bahluiflußtal neben der Stadt Jassy besteht aus fetten Lehm mit einem beträchtlichen Montmorillonitgehalt, welcher den Nachteil von große Volumenänderungen bei Feuchtigkeitseinflüsse aufweist.

Es wird eine neue Meßmethode der räumlichen, oberflächlichen und linearen Kontraktionskoeffizienten beschrieben, die Beziehungen zwischen diesen Koeffizienten theoretisch abgeleitet und experimentell nachgeprüft.

Zweck dieser Untersuchung, die geotechnische Kenndaten des Verhalten dieser Erden bei Feuchtigkeitsänderungen zu bestimmen um daraus die Eigentümlichkeiten der Volumenänderungen zu bestimmen.

CONTRIBUȚII LA REZOLVAREA ECUAȚIILOR NORMALE GENERATE DE OBSERVAȚII CONDIȚIONATE

DE

CALISTRU APREUTESEI

1. Introducere

În triangulația geodezică de stat măsurările se efectuează cu privire la unghiurile sau direcțiile legate între ele prin una sau mai multe condiții geometrice.

Deoarece valorile obținute din măsurări sînt afectate de erori accidentale, ecuațiile de condiție ce se pot obține în rețeaua respectivă nu pot fi riguros satisfăcute. Din această cauză este indicat să se asocieze rezultatelor obținute din măsurători un sistem de corecții v_i , ($i = 1, 2, \dots, n$), astfel încît toate ecuațiile de condiție să fie satisfăcute; rețeaua geodezică, astfel compensată, devine geometrică și omogenă.

Literatura de specialitate recomandă mai multe metode de compensare a rețelelor de triangulație geodezică.

Se practică compensarea rețelelor geodezice după metoda observațiilor condiționate determinînd corecțiile unghiurilor și nu a direcțiilor, întrucît al doilea procedeu reclamă un calcul mai laborios.

2. Tehnica de calcul

2.1. Ecuații de condiții

Se consideră rețeaua geodezică de compensat (fig. 1), constituită dintr-un poligon cu punct central acolat cu un lanț de triunghiuri, iar la capete sprijinită pe bazele $LM = a$ și $EF = b$, cunoscute din lucrări determinate anterior.

[illegible]

Rezolvînd sistemul (9) vor rezulta valorile corelatelor k_{17} , k_{16} , ..., k_{12} . Substituind aceste corelate în ecuațiile normale reduse de forma (7) se pot determina și valorile corelatelor k_1 , k_2 , ..., k_{11} , cu care, evident, se pot calcula valorile corecțiilor unghiulare din ecuațiile de forma (3).

4. Concluzii

1. Este de observat că rezolvarea ecuațiilor normale după noul procedeu este mult mai rapidă.

2. Eficiența deosebită constă în faptul că numărul de 17 ecuații normale din sistemul considerat s-a redus la numai 6 ecuații, ceea ce este deosebit de avantajos în tehnica de calcul utilizată la compensarea rețelelor geodezice complexe, cînd numărul de ecuații normale este ridicat.

3. Precizia rezultatelor apare evident îmbunătățită prin rezolvarea ecuațiilor normale în două etape, care asigură dependența între valorile necunoscute determinate, iar rețeaua geodezică compensată devine geometrică și omogenă, comparabilă cu compensarea în bloc.

4. Noul procedeu oferă posibilitatea de a urmări și verifica succesiunea ciclică a calculelor, aspect deosebit de important în cazul folosirii calculatoarelor electronice.

Ținînd seama de caracteristicile și structura sistemelor de ecuații normale — determinate de complexitatea rețelelor geodezice — noul procedeu de rezolvare îmbunătățește metodologia actuală de calcul în acest domeniu.

Primită la 8 februarie 1973

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de combaterea eroziunii solului,
pedologie și topografie

BIBLIOGRAFIE

1. Apreutesei C. și colab., *Geodezia*. Ed. Agro-Silvică, Buc., 1962.
2. Botez M., *Teoria erorilor și metoda celor mai mici pătrate*. EDP, Buc., 1961.
3. Lorinczi I., *Compensarea triangulației*. Ed. A. M. G., Buc., 1966.
4. Tiron M., *Teoria erorilor de măsurare și metoda celor mai mici pătrate*. Ed. Tehn., Buc., 1972.

CONTRIBUTIONS À LA SOLUTION DES ÉQUATIONS NORMALES GÉNÉRÉES PAR DES OBSERVATIONS CONDITIONNÉES

(Résumé)

On présente un nouveau procédé de solutionner les équations normales pour la compensation des réseaux géodésiques par des observations conditionnées à la variation des angles. Le nouveau procédé réduit le nombre des équations normales générées par le réseau géodésique, la solution est obtenue rapidement, en deux étapes, assurant la dépendance entre les inconnues. Les corrections de compensation résultées déterminent les réseaux géométriques et homogènes. La précision des résultats est comparable avec celle obtenue à l'aide de la compensation en bloc du réseau géodésique.

În acest caz, sistemul (9) va prezenta valorile corectelor K_1, K_2, K_3 .
 Substituind aceste corecte în ecuațiile normale reduse de forma (7) se pot
 determina valorile corectelor K_1, K_2, K_3 în care, evident, se pot calcula
 valorile corectelor însumate din ecuațiile de forma (3).

1. Concluzii

1. Este de observat că rezolvarea ecuațiilor normale după noua pro-
 cedură este mult mai rapidă.
2. Eficiența metodei constă în faptul că numărul de 17 ecuații nor-
 male din sistemul considerat s-a redus la numai 6 ecuații, ceea ce este deo-
 zeabil de realizat în tehnica de calcul electronică în comparație cu metoda
 obișnuită obișnuită, când numărul de ecuații normale este mare.
3. Pentru rezultatele apărute există îndoieli în ceea ce privește
 corectitudinea în domeniul etapelor care asigură dependența corectă între
 corecturile determinate, dar pentru rezolvarea corectă a ecuațiilor nor-
 male și ecuațiilor normale în comparație în bloc.
4. Noua procedură este posibilă de a realiza și verificarea corectitudinii
 ecuațiilor normale, aspect deosebit de important în cazul tehnicii
 electronice.
5. Pentru schema de calcul electronică în tehnica sistemelor de calcul nor-
 male, determinarea de corectitudine a ecuațiilor normale - noua procedură de
 rezolvare a ecuațiilor normale metodologic actuală de calcul în acest domeniu.

Prof. dr. ing. Vasile Popescu
 Catedra de calcul electronic și sisteme de calcul
 Institutul Politic de LAIA

BIBLIOGRAFIE

1. Popescu, V. și Popescu, I. (1962) Sisteme de calcul electronic, Edit. Tehnică, București, 1962.
2. Popescu, V. și Popescu, I. (1963) Sisteme de calcul electronic, Edit. Tehnică, București, 1963.
3. Popescu, V. și Popescu, I. (1964) Sisteme de calcul electronic, Edit. Tehnică, București, 1964.
4. Popescu, V. și Popescu, I. (1965) Sisteme de calcul electronic, Edit. Tehnică, București, 1965.

CONTRIBUTION À LA SOLUTION DES ÉQUATIONS NORMALES GÉNÉRALISÉES PAR DES OBSERVATIONS GÉNÉRALISÉES

(Résumé)

On présente un nouveau procédé de solution des équations normales pour la compen-
 sation des données géométriques par des observations généralisées à la solution des équations
 normales. Ce procédé est basé sur la solution des équations normales généralisées par la méthode de
 la solution par blocs. On donne également, en deux étapes, comment la dépendance entre les
 données et les observations de compensation généralisées est déterminée par les données géométriques
 et les observations. La solution des équations est simplifiée par cette méthode à l'aide de la
 réduction en bloc de la forme géométrique.

ASUPRA ÎNDESIRII PUNCTELOR DE TRIANGULAȚIE PRIN MĂSURĂRI CONDIȚIONATE TRATATE PE TREI GRUPE

DE

GH. NISTOR, EUGEN POPA, CALISTRU APREUTESEI, GH. GAVRILOV și
IULIAN BARBĂLATĂ

1. Introducere

Metoda Kobîlin de tratare pe trei grupe a ecuațiilor de condiție își găsește o largă aplicare în operația de îndesire a punctelor rețelei de triangulație prin introducerea de puncte sau grupe de puncte noi.

Lucrarea de față particularizează tratarea matriceală a compensării pe trei grupe, a cărei demonstrație a făcut obiectul unui studiu anterior [7].

Se reamintește faptul că la metoda Kobîlin sistemul ecuațiilor de condiție nu se mai tratează în bloc, ca în metoda clasică a corelatelor, ci pe trei grupe. Astfel :

Grupa I

$$\begin{aligned} a_1v_1 + a_2v_2 + \dots + a_nv_n + w_1 &= 0, \\ b_1v_1 + b_2v_2 + \dots + b_nv_n + w_2 &= 0, \\ c_1v_1 + c_2v_2 + \dots + c_nv_n + w_3 &= 0. \end{aligned}$$

Grupa II

$$\begin{aligned} \alpha_1v_1 + \alpha_2v_2 + \dots + \alpha_nv_n + w_\alpha &= 0, \\ \beta_1v_1 + \beta_2v_2 + \dots + \beta_nv_n + w_\beta &= 0, \\ \gamma_1v_1 + \gamma_2v_2 + \dots + \gamma_nv_n + w_\gamma &= 0. \end{aligned}$$

Grupa III

$$\begin{aligned} A_1v_1 + A_2v_2 + \dots + A_nv_n + w_A &= 0, \\ B_1v_1 + B_2v_2 + \dots + B_nv_n + w_B &= 0. \end{aligned}$$

La împărțirea pe grupe s-au avut în vedere principiile cunoscute și anume, din grupa I fac parte ecuațiile în care necunoscutele au coeficienții egali cu +1 și nu se mai repetă în celelalte ecuații ale grupei ; din grupa II — ecuațiile în care necunoscutele au coeficienții egali cu +1 iar din grupa III restul ecuațiilor.

Principiul metodei constă în a trata grupa I separat, după metoda Kruger-Urmăev de la triangulație. Grupele II și III, considerate împreună, suferă întâi o primă transformare, de asemenea ca în cadrul metodei Kruger-Urmăev aplicată la triangulație, după care se consideră separat cele două grupe transformate. Prima din aceste grupe, a II-a, se va trata independent, după o metodă cunoscută. Grupa III se va transforma a doua oară și apoi se va trata separat.

În acest mod, corespunzător celor trei etape, se obțin trei corecții distincte pentru mărimile compensate :

$$v_i = \bar{v}_i + \bar{\bar{v}}_i + \bar{\bar{\bar{v}}}_i.$$

2. Principiul metodei

Se consideră cazul determinării unui punct nou P din trei puncte vechi A, B, C (fig. 1).

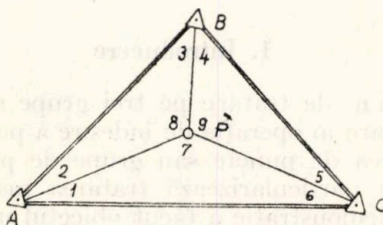


Fig. 1

Valorile unghiurilor fixe din cele trei vîrfuri precum și valorile unghiurilor măsurate pe teren sînt prezentate în tabelul 1.

Tabelul 1

Unghiul	Valoarea unghiului	Unghiul	Valoarea unghiului
A	$59^{\circ}26'54'',9$	(4)	$24^{\circ}35'14''$
B	$70^{\circ}39'44'',5$	(5)	$8^{\circ}34'00''$
C	$49^{\circ}53'20'',6$	(6)	$41^{\circ}19'11''$
(1)	$43^{\circ}46'31''$	(7)	$94^{\circ}54'13''$
(2)	$15^{\circ}40'24''$	(8)	$118^{\circ}14'57''$
(3)	$46^{\circ}04'36''$	(9)	$146^{\circ}50'50''$

Rezolvarea problemei prin metoda măsurărilor condiționate conduce la scrierea a șapte ecuații de condiție : trei de unghi fix, una de tur orizont, două de figură și una de pol (de acord laturi).

O grijă deosebită se va acorda modului de notare a unghiurilor supuse compensării, pentru o ușoară întocmire a matricei bloc a ecuațiilor normale. Astfel, s-a început notarea unghiurilor din punctele vechi și apoi cele din pol și nu pe triunghiuri cum se obișnuiește în prezent [1].

Ecuațiile de condiție, împărțite pe trei grupe, în baza celor arătate mai sus, sînt :

Grupa I

$$v_1 + v_2 + w_1 = 0,$$

$$v_2 + v_4 + w_2 = 0,$$

$$v_5 + v_6 + w_3 = 0,$$

$$v_7 + v_8 + v_9 + w_4 = 0.$$

Grupa II

$$v_2 + v_3 + v_8 + w_\alpha = 0,$$

$$v_4 + v_5 + v_9 + w_\beta = 0.$$

Grupa III

$$D_2 v_2 - D_3 v_3 + D_4 v_4 - D_5 v_5 + D_6 v_6 - D_1 v_1 + w_A = 0.$$

Matricea sistemului ecuațiilor normale a corelatelor va fi :

$$\left[\begin{array}{cccc|ccc|c} 2 & 0 & 0 & 0 & \sum_1^2 \alpha & \sum_1^2 \beta & \sum_1^2 A & w_1 \\ 0 & 2 & 0 & 0 & \sum_3^4 \alpha & \sum_3^4 \beta & \sum_3^4 A & w_2 \\ 0 & 0 & 2 & 0 & \sum_5^6 \alpha & \sum_5^6 \beta & \sum_5^6 A & w_3 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & \sum_7^9 \alpha & \sum_7^9 \beta & \sum_7^9 A & w_4 \\ \hline \sum_1^2 \alpha & \sum_3^4 \alpha & \sum_5^6 \alpha & \sum_7^9 \alpha & [\alpha\alpha] & [\alpha\beta] & [\alpha A] & w_\alpha \\ \sum_1^2 \beta & \sum_3^4 \beta & \sum_5^6 \beta & \sum_7^9 \beta & [\alpha\beta] & [\beta\beta] & [\beta A] & w_\beta \\ \sum_1^2 A & \sum_3^4 A & \sum_5^6 A & \sum_7^9 A & [\alpha A] & [\beta A] & [AA] & w_A \end{array} \right]$$

sau folosind submatricele :

$$\begin{bmatrix} 2 & \alpha^* & w_1 \\ \alpha & \alpha\alpha^* & w_\alpha \end{bmatrix}.$$

La tratarea matriceală pe trei grupe nu este necesară decât scrierea submatricelor 2 și α^* , operație extrem de simplă, posibil de efectuat direct de pe figură. Elementele acestor submatrice servesc la calculul rapid al corelatelor auxiliare folosite la transformarea, în prima etapă, a ecuațiilor de condiție din grupele II și III.

În tabelul 2 sînt calculate neînchiderile ecuațiilor grupei I.

Tabelul 2

Unghi	Valoare	Unghi	Valoare
(2)	15°40'24''	(3)	46°04'36''
(1)	43°46'31''	(4)	24°35'14''
(2)+(1)	59°26'55''	(3)+(4)	70°39'50''
A	59°26'54'',9	B	70°39'44'',5
	$w_1 = + 0'',1$		$w_2 = + 5'',5$
(5)	8°34'00''	(8)	118°14'57''
(6)	41°19'11''	(9)	146°50'50''
		(7)	94°54'13''
(5)+(6)	49°53'11''	(8)+(9)+(7)	360°00'00''
C	49°53'20'',6		
	$w_3 = - 9'',6$		$w_4 = 0'',0$

Tratînd grupa I separat, rezultă că neînchiderile w se repartizează în mod egal la toate necunoscutele care intervin în ecuațiile grupei respective. Corecțiile din prima etapă vor fi :

$$\bar{v}_{is} = - \frac{w_s}{n_s},$$

unde : w_s — termenul liber din ecuația de condiție din grupa I, cu numărul de ordine s , n_s — numărul necunoscutelor din aceeași ecuație.

Unghiurile corectate prin corecțiile prime sînt date în tabelul 3.

Cu ajutorul corelatelor auxiliare se calculează coeficienții și termenii liberi transformați ai grupelor II și III ale ecuațiilor de condiție. Deoarece coeficienții necunoscutelor din ecuațiile primei grupe sînt +1 iar necunoscutele nu se mai repetă în restul ecuațiilor, transformarea se va face ca în cadrul metodei K r u g e r - U r m a e v, cu ajutorul relațiilor :

$$\bar{\alpha}_{is} = \alpha_{is} - \rho_{1s}, \bar{\beta}_{is} = \beta_{is} - \rho_{2s}, \bar{A}_{is} = A_{is} - \rho_{3s}, (s = 1, 2, 3, 4; i = 1, 2, \dots, 9).$$

În cazul considerat corelatele auxiliare se calculează ușor cu relațiile :

$$\begin{aligned}\rho_{11} &= -\frac{1}{n_1} \sum_1^2 \alpha = -\frac{1}{2}, & \rho_{21} &= -\frac{1}{n_1} \sum_1^2 \beta = 0, & \rho_{31} &= -\frac{1}{n_1} \sum_1^2 A = -\frac{5,3}{2}, \\ \rho_{12} &= -\frac{1}{n_2} \sum_3^4 \alpha = -\frac{1}{2}, & \rho_{22} &= -\frac{1}{n_2} \sum_3^4 \beta = -\frac{1}{2}, & \rho_{32} &= -\frac{1}{n_2} \sum_3^4 A = -\frac{2,6}{2}, \\ \rho_{13} &= -\frac{1}{n_3} \sum_5^6 \alpha = 0, & \rho_{23} &= -\frac{1}{n_3} \sum_5^6 \beta = -\frac{1}{2}, & \rho_{33} &= -\frac{1}{n_3} \sum_5^6 A = +\frac{11,6}{2}, \\ \rho_{14} &= -\frac{1}{n_4} \sum_7^9 \alpha = -\frac{1}{3}, & \rho_{24} &= -\frac{1}{n_4} \sum_7^9 \beta = -\frac{1}{3}, & \rho_{34} &= -\frac{1}{n_4} \sum_7^9 A = 0,\end{aligned}$$

Coefficienții transformați ai grupelor II și III vor fi :

$$\begin{aligned}\bar{\alpha}_1 &= \alpha_1 + \rho_{11} = 0 - 0,5 = -0,5, & \bar{\beta}_1 &= \beta_1 + \rho_{21} = 0 + 0 = 0, \\ \bar{\alpha}_2 &= \alpha_2 + \rho_{11} = 1 - 0,5 = +0,5, & \bar{\beta}_2 &= \beta_2 + \rho_{21} = 0 + 0 = 0, \\ \bar{\alpha}_3 &= \alpha_3 + \rho_{12} = 1 - 0,5 = +0,5, & \bar{\beta}_3 &= \beta_3 + \rho_{22} = 0 - 0,5 = -0,5, \\ \bar{\alpha}_4 &= \alpha_4 + \rho_{12} = 0 - 0,5 = -0,5, & \bar{\beta}_4 &= \beta_4 + \rho_{22} = 1 - 0,5 = +0,5, \\ \bar{\alpha}_5 &= \alpha_5 + \rho_{13} = 0 - 0 = 0, & \bar{\beta}_5 &= \beta_5 + \rho_{23} = 1 - 0,5 = +0,5, \\ \bar{\alpha}_6 &= \alpha_6 + \rho_{13} = 0 - 0 = 0, & \bar{\beta}_6 &= \beta_6 + \rho_{23} = 0 - 0,5 = -0,5, \\ \bar{\alpha}_7 &= \alpha_7 + \rho_{14} = 0 - 0,3 = -0,3, & \bar{\beta}_7 &= \beta_7 + \rho_{24} = 0 - 0,3 = -0,3, \\ \bar{\alpha}_8 &= \alpha_8 + \rho_{14} = 1 - 0,3 = +0,7, & \bar{\beta}_8 &= \beta_8 + \rho_{24} = 0 - 0,3 = -0,3, \\ \bar{\alpha}_9 &= \alpha_9 + \rho_{14} = 0 - 0,3 = -0,3; & \bar{\beta}_9 &= \beta_9 + \rho_{24} = 1 - 0,3 = +0,7;\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{A}_1 &= A_1 + \rho_{31} = -2,2 - 2,6 = -4,8, \\ \bar{A}_2 &= A_2 + \rho_{31} = +7,5 - 2,6 = +4,8, \\ \bar{A}_3 &= A_3 + \rho_{32} = -2,0 - 1,3 = -3,3, \\ \bar{A}_4 &= A_4 + \rho_{32} = +4,6 - 1,3 = +3,3, \\ \bar{A}_5 &= A_5 + \rho_{33} = -14,0 + 5,8 = -8,2, \\ \bar{A}_6 &= A_6 + \rho_{33} = +2,4 + 5,8 = +8,2, \\ \bar{A}_7 &= A_7 + \rho_{34} = 0 + 0 = 0, \\ \bar{A}_8 &= A_8 + \rho_{34} = 0 + 0 = 0, \\ \bar{A}_9 &= A_9 + \rho_{34} = 0 + 0 = 0.\end{aligned}$$

Verificarea exactității calculului coeficienților transformați se poate efectua cu relațiile $\Sigma \bar{\alpha} = 0$, $\Sigma \bar{\beta} = 0$ și $\Sigma \bar{A} = 0$ pentru fiecare unghi fix și pentru pol.

Termenii liberi w_α , w_β , w_A fiind deduși după aplicarea corecțiilor prime, $\bar{v}_i$, nu mai suferă nici o transformare. Calculul lor se prezintă în tabelul 3.

Ecuatiile matriceale ale grupelor II și III transformate, vor fi

$$\bar{\alpha} \bar{v} + w_\alpha = 0, \bar{A} \bar{v} + w_A = 0.$$

Ecuatia matriceală a sistemului normal al corelatelor, corespunzător grupei II, este

$$\bar{\alpha} \bar{\alpha}^* K_\alpha + w_\alpha = 0 \text{ sau } \bar{N}_2 K_\alpha + w_\alpha = 0,$$

de unde rezultă vectorul corelatelor

$$K_\alpha = -\bar{Q}_2 w_\alpha = - \begin{bmatrix} \bar{Q}_{11} & \bar{Q}_{12} \\ \bar{Q}_{21} & \bar{Q}_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w_\alpha \\ w_\beta \end{bmatrix}.$$

Corecțiile secunde se determină cu ajutorul formulelor din cadrul metodei corelatelor :

$$\bar{\bar{v}}_i = \bar{\alpha}^* K_\alpha = -\bar{\alpha}^* \bar{Q}_2 w_\alpha = p w_\alpha$$

sau

$$\begin{bmatrix} \bar{\bar{v}}_1 \\ \bar{\bar{v}}_2 \\ \vdots \\ \bar{\bar{v}}_9 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \bar{\alpha}_1 & \bar{\beta}_1 \\ \bar{\alpha}_2 & \bar{\beta}_2 \\ \vdots & \vdots \\ \bar{\alpha}_9 & \bar{\beta}_9 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{Q}_{11} & \bar{Q}_{12} \\ \bar{Q}_{21} & \bar{Q}_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w_\alpha \\ w_\beta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p_1 & q_1 \\ p_2 & q_2 \\ \vdots & \vdots \\ p_9 & q_9 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w_\alpha \\ w_\beta \end{bmatrix}.$$

În cazul considerat

$$\begin{bmatrix} \bar{\bar{v}}_1 \\ \bar{\bar{v}}_2 \\ \bar{\bar{v}}_3 \\ \bar{\bar{v}}_4 \\ \bar{\bar{v}}_5 \\ \bar{\bar{v}}_6 \\ \bar{\bar{v}}_7 \\ \bar{\bar{v}}_8 \\ \bar{\bar{v}}_9 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} +0,4 & +0,2 \\ -0,4 & -0,2 \\ -0,2 & +0,2 \\ +0,2 & -0,2 \\ -0,2 & -0,4 \\ +0,2 & +0,4 \\ +0,4 & +0,4 \\ -0,4 & 0 \\ 0 & -0,4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -5,7 \\ +6,0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1'',1 \\ +1,1 \\ +2,3 \\ -2,3 \\ -1,3 \\ +1,3 \\ +0,1 \\ +2,3 \\ -2,4 \end{bmatrix}.$$

Rezultă că pentru calculul corecțiilor secunde nu este necesar să se rezolve sistemul normal al corelatelor, corespunzător grupei II transformate.

Valorile unghiurilor corectate cu corecțiile secunde se dau în tabelul 3.

Tabelul 3

Unghi	Valoare inițială	$\bar{v}_i$	Valoare corectată	$\bar{v}_i$	Valoare corectată
(8)	118°14'57''	0	+57'',0	+2'',3	118°14'59'',3
(2)	15°40'24''	0	24'',0	+1'',1	15°40'25'',1
(3)	46°04'34''	-2'',7	33'',3	+2,3	46°04'35'',6
		$\Sigma = 54'',3$ $w_\alpha = -5'',7$		+5'',7	180°00'00'',0
(9)	146°50'50''	0	50'',0	-2'',4	146°50'47'',6
(4)	24°35'14''	-2'',8	11'',2	-2'',3	24°35'08'',9
(5)	8°34'00''	+4'',8	4'',8	-1'',3	8°34'03'',5
		$\Sigma = 6'',0$ $w_\beta = +6'',0$		-6'',0	180°00'00''
(7)	94°54'13''	0	13'',0	+0'',1	94°54'13'',1
(6)	41°19'11''	+4'',8	15'',8	+1'',3	41°19'17'',1
(1)	43°46'31''	-0'',1	30'',9	-1'',1	73°46'29'',0
		$\Sigma = 59'',7$		+0'',3	180°00'00''

Se efectuează a doua transformare a coeficienților necunoscutelor din ecuația grupei III, după metoda K r u g e r-U r m a e v.

Din ecuația matriceală

$$\bar{N}_2 \bar{\varphi}^0 + \bar{\alpha} \bar{A}^* = 0$$

se obține vectorul corelatelor auxiliare

$$\bar{\varphi}^0 = -\bar{Q}_2 \bar{\alpha} \bar{A}^*.$$

Coeficienții ecuațiilor de condiție, transformați a doua oară, vor fi :

$$\bar{\bar{A}} = \bar{A} + \bar{\alpha}^* \bar{\varphi}^0 = \bar{A} + \bar{\alpha}^* \bar{Q}_2 \bar{\alpha} \bar{A}^* = \bar{A} + p \bar{\alpha} \bar{A}^*.$$

Dar ca și în cazul metodei K r u g e r-U r m a e v,

$$Z = \bar{\alpha} \bar{\bar{A}} = \alpha \bar{A}^*,$$

deci

$$Z = \begin{bmatrix} \sum_2^3 \bar{A} \\ \sum_4^5 \bar{A} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,5 \\ -4,9 \end{bmatrix}$$

Coefficienții transformați ai grupei III vor fi:

$$\bar{\bar{A}} = \bar{A} + pZ$$

său

$$\begin{bmatrix} \bar{\bar{A}}_1 \\ \bar{\bar{A}}_2 \\ \bar{\bar{A}}_3 \\ \bar{\bar{A}}_4 \\ \bar{\bar{A}}_5 \\ \bar{\bar{A}}_6 \\ \bar{\bar{A}}_7 \\ \bar{\bar{A}}_8 \\ \bar{\bar{A}}_9 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -4,8 \\ +4,8 \\ -3,3 \\ +3,3 \\ -8,2 \\ +8,2 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} +0,4 & +0,2 \\ -0,4 & -0,2 \\ -0,2 & +0,2 \\ +0,2 & -0,2 \\ -0,2 & -0,4 \\ +0,2 & +0,4 \\ +0,4 & +0,4 \\ -0,4 & 0 \\ 0 & -0,4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1,5 \\ -4,9 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -4,8 \\ +4,8 \\ -3,3 \\ +3,3 \\ -8,2 \\ +8,2 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -0,4 \\ +0,4 \\ -1,3 \\ +1,3 \\ +1,7 \\ -1,7 \\ -1,4 \\ -0,6 \\ +2,0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -5,2 \\ +5,2 \\ -4,6 \\ +4,6 \\ -6,5 \\ +6,5 \\ -1,4 \\ -0,6 \\ +2,0 \end{bmatrix}$$

Controlul exactității calculului se efectuează cu relația $\Sigma \bar{\bar{A}} = 0$, pentru fiecare unghi fix și pentru pol.

Ecuatia matriceală a grupei III, transformată a doua oară, este

$$\bar{\bar{A}}V + w_A = 0.$$

Termenul w_A nu suferă nici o transformare deoarece se calculează după ce se aplică unghiurilor corecțiile $\bar{v}_i$ și $\bar{v}_i$. Calculul lui w_A este redat în tabelul 4.

Tabelul 4

Unghi	Valoarea corectată a doua oară	log sin	D	Unghi	Valoarea corectată a doua oară	log sin	D
(2)	15°40'25'',1	$\bar{1},4316160$	+7,5	(3)	46°04'35'',6	$\bar{1},8574937$	+ 2,0
(4)	24°35'08'',9	$\bar{1},6191513$	+4,6	(5)	8°34'03'',5	$\bar{1},1731188$	+14,0
(6)	41°19'17'',1	$\bar{1},8197297$	+2,4	(1)	43°46'29'',8	$\bar{1},8399978$	+ 2,2
		$\bar{2},8704979$				$\bar{2},8706103$	
		$\bar{2},8706103$					
		$w_A = -112,4$					

Ecuția matriceală a sistemului normal al corelatelor este

$$\bar{\bar{A}}\bar{\bar{A}}^* K_A + w_A = 0 \quad \text{sau} \quad \bar{\bar{N}}_3 K_A + w_A = 0.$$

În cazul de față $187,4 K_A - 112,4 = 0$.

Vectorul corelatelor este

$$K_A = -\bar{\bar{Q}}_3 w = +0,6.$$

Corecțiile terțe se calculează cu formulele din cadrul metodei corelatelor

$$v_i = \bar{\bar{A}}^* K_A,$$

deci

$$\begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \\ v_6 \\ v_7 \\ v_8 \\ v_9 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -5,2 \\ +5,2 \\ -4,6 \\ +4,6 \\ -6,5 \\ +6,5 \\ -1,4 \\ -0,6 \\ +2,0 \end{bmatrix} [+0,6] = \begin{bmatrix} -3'',1 \\ +3,1 \\ -2,8 \\ +2,8 \\ -3,9 \\ +3,9 \\ -0,8 \\ -0,4 \\ +1,2 \end{bmatrix}.$$

Corecția totală va rezulta din suma corecțiilor rezultate din cele trei etape ale compensării :

$$\begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \\ v_6 \\ v_7 \\ v_8 \\ v_9 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0'',1 \\ 0 \\ -2,7 \\ -2,8 \\ +4,8 \\ -4,8 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -1'',1 \\ +1,1 \\ +2,3 \\ -2,3 \\ -1,3 \\ +1,3 \\ +0,1 \\ +2,3 \\ -2,4 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -3'',1 \\ +3,1 \\ -2,8 \\ +2,8 \\ -3,9 \\ +3,9 \\ -0,8 \\ -0,4 \\ +1,2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -4'',3 \\ +4,2 \\ -3,2 \\ +3,3 \\ -0,4 \\ +0,4 \\ -0,7 \\ +1,9 \\ -1,2 \end{bmatrix}$$

3. Concluzii

Îndesirea punctelor de triangulație prin metoda măsurărilor condiționate, tratate pe trei grupe, devine o operație simplă și comodă deoarece numărul mare de ecuații de condiție care apar în acest caz nu mai prezintă o dificultate în calcul.

Rezolvarea matriceală a acestei probleme permite elaborarea unui program pentru mașinile electronice cifrice de calcul.

Primită la 13 martie 1974

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de combaterea eroziunii solului,
pedologie și topografie

BIBLIOGRAFIE

1. Botez M., *Teoria erorilor și metoda celor mai mici pătrate*. EDP, Buc., 1961.
2. Кобылин А. И., *Групповое уравнивание рудничной триангуляции*. М., 1955.
3. Чеботарев А. С., *Способ наименьших квадратов с основами теории вероятностей*. М., 1958.
4. Ghițău D., *Geodezie — Triangulație*. EDP, Buc., 1973.
5. Jordan W., Eggert O., Kneissel M., *Handbuch der Vermessungskunde*. Stuttgart, 1958.
6. Мазмишвили А. И., Беляев Б. И., *Способ наименьших квадратов*. М., 1959.
7. Nistor Gh., *Contribuții la tratarea matriceală pe trei grupe a ecuațiilor de condiție*. Bul. Inst. polit. Iași, XX(XXIV), 1—2, s. V (1974).
8. Oprescu N. ș. a., *Manualul inginerului geodez*. Ed. Tehn., Buc., 1973.
9. Tardi P., Laclavère G., *Traité de géodésie*. Paris, 1955.

О СГУЩЕНИИ ТРИАНГУЛЯЦИОННЫХ ТОЧЕК С УСЛОВНЫМИ ИЗМЕРЕНИЯМИ РАССМОТРЕННЫЕ ПО ТРЕМ ГРУППАМ

(Резюме)

Рассматриваются особенности матричного расчета уравнивания по трем группам сгущения точек триангуляционной сети.

Дается пример расчета настаивая в упрощение решения этой задачи.

INSTALLATION AUTOMATIQUE POUR L'ESSAI DE LA GÉLIVITÉ DES CHAUSSEES

PAR

VICTOR CIUBOTARU, MARCEL GUTMAN et N. VLAD

1. Introduction

Dans tous les pays avec gel saisonnier, où les hivers sont relativement rigoureux, à cause de la modernisation du réseau routier et spécialement par l'utilisation des revêtements modernes asphaltiques et en béton de ciment, on a constaté que dans certaines conditions hydrogéoclimatiques les solutions constructives doivent tenir compte des desordres dus au gel — dégel du sol.

L'observation, dans notre pays, sur certains trajets, de la dégradation provoquée par le gel — dégel attire l'attention sur la nécessité de l'examen des constructions routières aussi du point de vue de l'action possible du gel temporel du sol qui en fait partie.

Malgré l'importance pratique des implications que la présence du gel provoque aux chaussées, dans notre pays on n'a pas effectué jusqu'à présent des études proprement-dites de la gélivité des sols, dans des installations adéquates, équipées dans le but de répondre correctement aux nécessités de simulation artificielle du phénomène naturel.

Les exigences actuelles de la recherche scientifique, le rythme de l'exécution des travaux sur les chantiers et les conditions de qualité qu'on y impose, nécessitent l'introduction dans la recherche scientifique et dans les programmes d'enseignement des étudiants, de certaines méthodes d'investigation qui correspondent au niveau actuel du développement de la science.

L'installation que nous allons présenter ci-dessous a été construite au cadre de l'Institut Polytechnique de Jassy, en utilisant des documentations élaborées par les auteurs.

2. Description de l'installation

L'installation consiste, en principe, de deux espaces frigorifiques.

Le premier espace frigorifique est constitué par une chambre de grande capacité (12 m³), desservie par un agrégat frigorifique ayant une capacité de

2 000 kcal/h, qui fonctionne à l'aide d'une installation de commande contenant dans son schéma un thermostat ; dans cet espace on peut maintenir — indépendamment des conditions extérieures — une température de $+2^{\circ}\text{C}$ jusqu'à $+5^{\circ}\text{C}$.

Le deuxième espace frigorifique, où l'on introduit les éprouvettes en guise d'expérimentation, est réalisé sous la forme d'une armoire frigorifique avec un volume intérieur de $0,22\text{ m}^3$, étant muni d'un vaporisateur raccordé à un agrégat frigorifique indépendant. Les dimensions de cette armoire permettent son introduction à l'intérieur de la chambre. De cette façon on peut obtenir à l'intérieur de la petite armoire des températures négatives jusqu'à $25^{\circ}\dots 40^{\circ}\text{C}$. En plus, l'emplacement de la petite armoire dans un espace déjà thermostaté présente le grand avantage du maintien rigoureux de la température dans la zone de l'étude de l'armoire, au niveau fixé par le programme des essais.

La fig. 1 représente une vue générale extérieure de la petite armoire où l'on introduit les éprouvettes.

La fig. 2 représente une section verticale de cette armoire.

L'armoire est composée d'une boîte prismatique avec un couvercle détachable (2), les dimensions intérieures étant de $55 \times 55 \times 70\text{ cm}$.

Les parois de la boîte et le couvercle sont exécutés sous forme de plaques thermoisolatrices en polystyrène expansé de 10 cm d'épaisseur, protégé à l'intérieur par des plaques de fibres en bois agglomérées mélaminées et avec une doublure en tôle galvanisée.

La boîte est prévue d'une fenêtre en trois couches de stiplex et deux interstices d'air (3), qui permettent l'observation des épreuves pendant l'essai et la vérification de la température intérieure à l'aide d'un thermomètre de contrôle (10) à l'alcool. L'étanchéité entre la boîte et le couvercle est réalisée à l'aide d'une garniture thermohydroisolante en caoutchouc (6).

La plaque du fond de la boîte où l'on installe les épreuves est en tôle galvanisée (4).

Par cette voie on peut réaliser un transfert important de chaleur par la partie inférieure des épreuves soumises au gel.

Les éprouvettes (12) sont mises sur la plaque dans des endroits spéciaux avec le diamètre de 15 cm, munis de rebords latéraux sous la forme d'un col (5) de 3 cm hauteur, confectionnées aussi de tôle galvanisée.

La plaque de base est perforée devant ces espaces pour permettre l'alimentation continue du sol soumis à l'action du gel, avec de l'eau, de bas en haut.

Les détails peuvent être analysés dans la fig. 3.

La température négative de l'intérieur de l'armoire est réalisée à l'aide du vaporisateur (7).

Grâce à l'emplacement supérieur du vaporisateur on peut simuler la gélification des éprouvettes en commençant par leur partie supérieure qui vient directement en contact avec l'air refroidi.

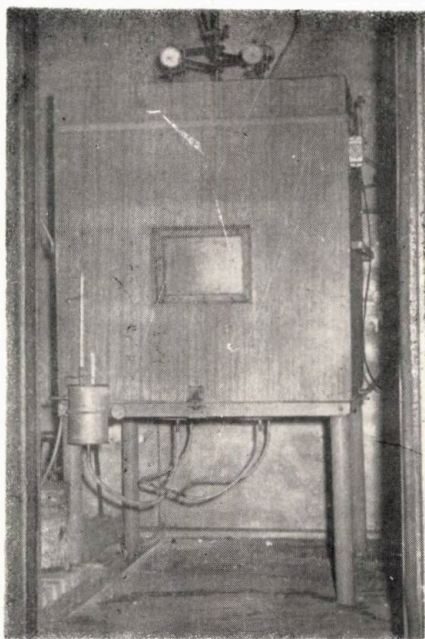
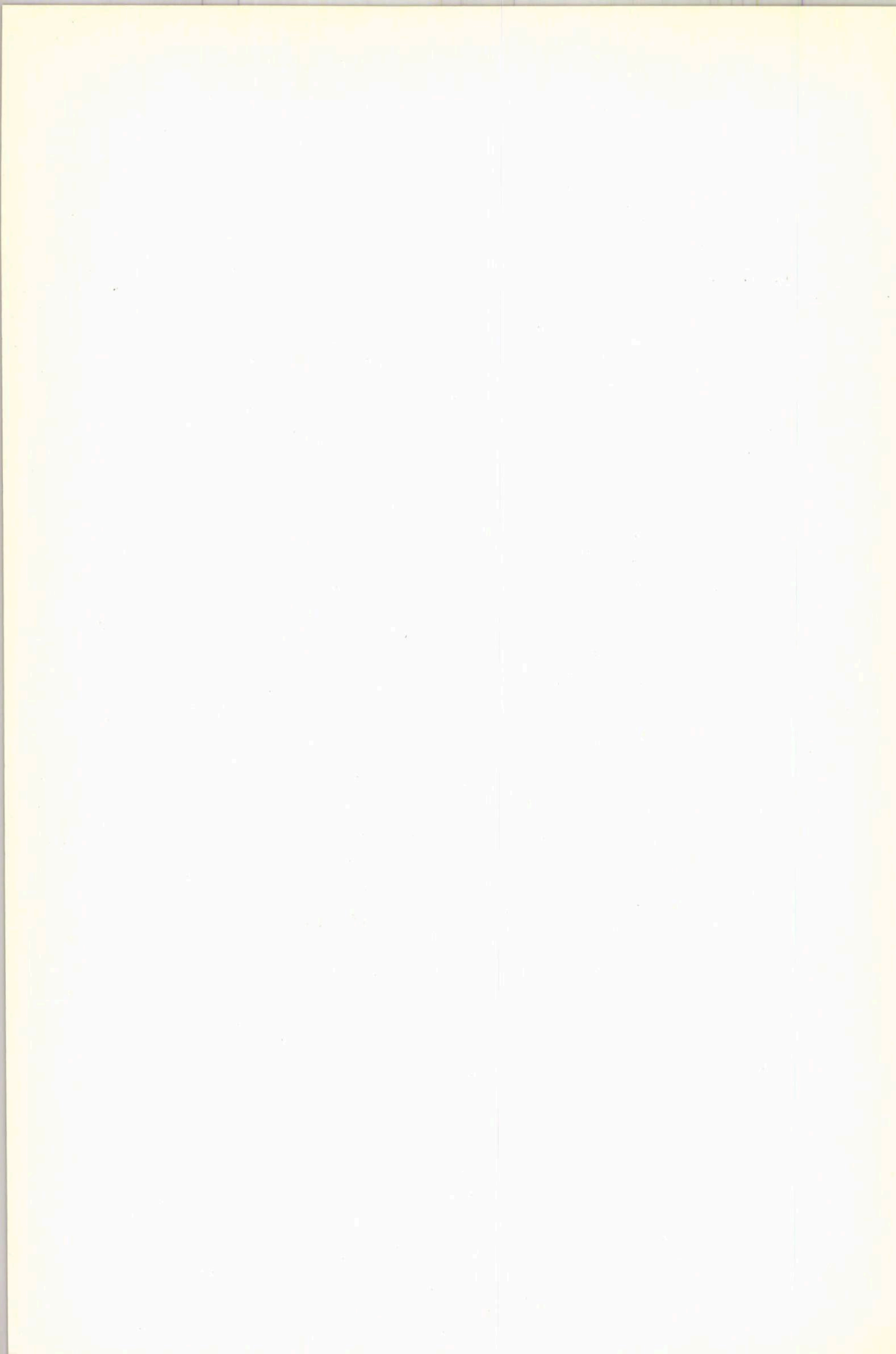


Fig. 1



La température de l'armoire peut être réglée à l'aide d'un thermostat extérieur (9) et contrôlée à l'aide des thermomètres à l'alcool et avec un thermocouple Cu-Const. placé dans le même espace.

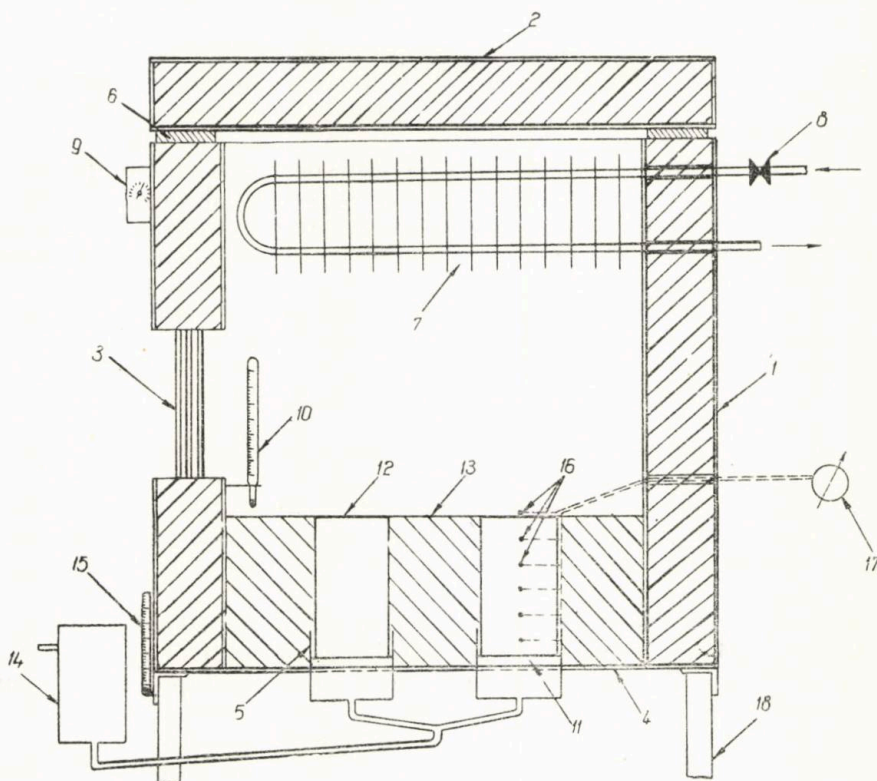


Fig. 2

L'espace entre les éprouvettes est rempli sur toute la hauteur avec du matériel isolant en polystirène expansé (13). Cet emplacement simule la transmission plane du front du gel, l'isotherme de 0°C se déplaçant du haut en bas, d'une façon analogue au phénomène naturel du gel des couches supérieures quand la surface du terrain est plane.

L'observation du déplacement du champ thermique est effectuée par l'introduction dans les éprouvettes de quelques thermocouples Cu-Const. (16) reliés à un appareil extérieur à l'aide duquel on peut enregistrer automatiquement les températures (17). En ce cas là on a utilisé un compensographe à six canaux.

Le dispositif d'alimentation des éprouvettes de sol avec de l'eau contient un récipient à niveau constant (14) muni d'un indicateur (15).

L'arrivée de l'eau du récipient à la partie inférieure des éprouvettes est assurée par un tuyau avec quatre branches.

À mentionner que l'eau du récipient et des tuyaux est maintenue toujours à des températures positives, qui correspondent à la température de la chambre ($+ 2^{\circ} \dots + 5^{\circ}\text{C}$).

L'air environnant se trouve à la température positive accédée au fond de l'armoire par l'emplacement de celui-ci sur un cadre de 30 cm hauteur (18).

Pendant l'essai on met sur les éprouvettes des poids en plomb équivalents avec la charge des couches de la chaussée, par exemple de $0,1 \text{ daN/cm}^2$. Entre ces poids et les éprouvettes on interpose des pièces de 2,5 cm hauteur qui permettent l'accès continu de l'air froid à la surface supérieure des cylindres de sol. Sur ces pièces on fixe des tiges légères qui transmettent à l'extérieur de l'armoire le gonflement produit par le gel, qui est mesuré par des comparateurs à cadran ou avec des règles graduées (fig. 1).

Toute l'installation est automatique ; elle peut fonctionner en pleine sûreté, sans être surveillée.

3. Déroulement des essais

Les échantillons peuvent avoir la forme cylindrique avec le diamètre de 10 cm et une hauteur de 15 à 30 cm.

Le sol peut avoir soit la structure naturelle du massif soit être confectionné dans le laboratoire ayant l'humidité et la densité sèche désirée. Par des modifications insignifiantes on peut essayer aussi des éprouvettes de n'importe quelle forme.

Les éprouvettes sont amenées à la compacité prévue à l'aide d'une presse hydraulique en 5...8 couches de 3 cm d'épaisseur pour obtenir un compactage homogène. Avant l'introduction dans l'armoire frigorifique, les éprouvettes sont couvertes sur la surface latérale avec une couche de paraffine. Ensuite elles sont introduites dans des tubes en matière plastique, en réalisant une étanchéité latérale parfaite, qui empêche la circulation de l'eau et de la chaleur près des murs latéraux.

Les tubes ont aussi le rôle de frettage empêchant la déformation latérale du terrain pendant le gel (fig. 4).

Si l'on veut essayer les éprouvettes en commençant par une teneur en eau élevée, celles-ci seront humidifiées avant leur introduction dans l'armoire. Pour l'accélération du processus de saturation les éprouvettes sont introduites dans un récipient métallique, avec la partie inférieure dans un vase avec de l'eau et soumises au vacuum jusqu'au poids constant.

Les éprouvettes ainsi préparées sont placées dans l'armoire, dans leur endroits, avec la partie inférieure en contact avec l'eau. On fixe les thermocouples dans les échantillons, tandis que l'espace environnant est rempli avec un matériel thermoisolateur. Sur les éprouvettes on met la surcharge équivalente au poids des couches supérieures de la chaussée.

Ensuite on monte les tiges qui transmettent les déformations et on ferme l'armoire, l'essai proprement-dit pouvant commencer.

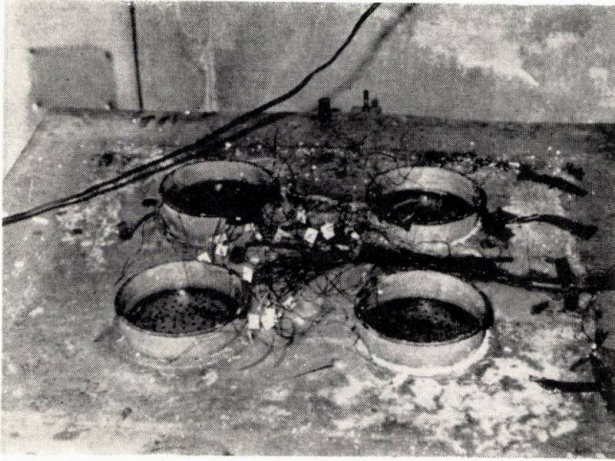


Fig. 3

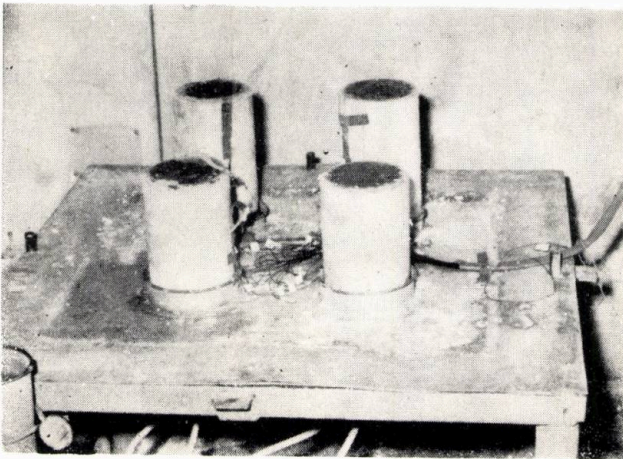


Fig. 4

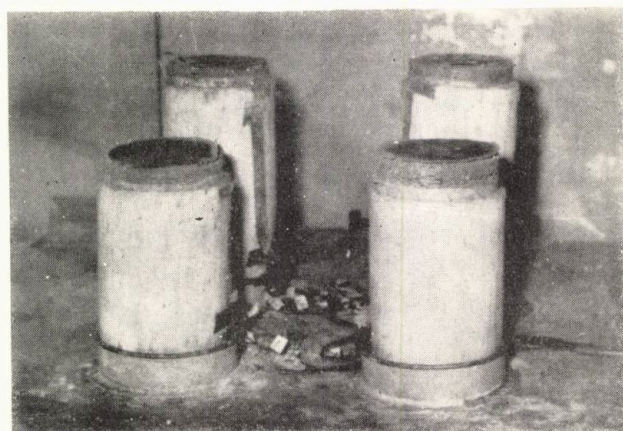


Fig. 6

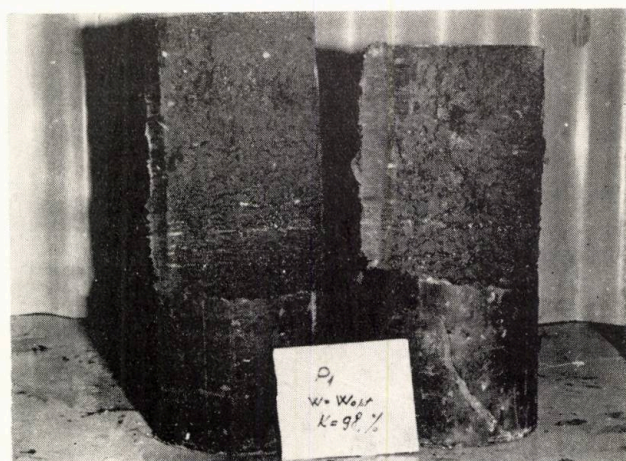


Fig. 7

Le régime de température à laquelle sont soumises les éprouvettes, c'est-à-dire la durée du régime à différentes températures négatives ainsi que la durée totale de l'essai sont établies en fonction des conditions thermiques propres à la zone de construction de la route et de sa structure.

La température à l'intérieur des éprouvettes est suivie continuellement ou à différents intervalles de temps et peut être enregistrée sur bande en papier où l'on mesure aussi les gonflements des éprouvettes avec une précision de 0,01 mm.

À l'aide de ces données on trace le graphique du déplacement de l'isotherme de 0°C et du gonflement pendant la durée de l'essai (fig. 5).

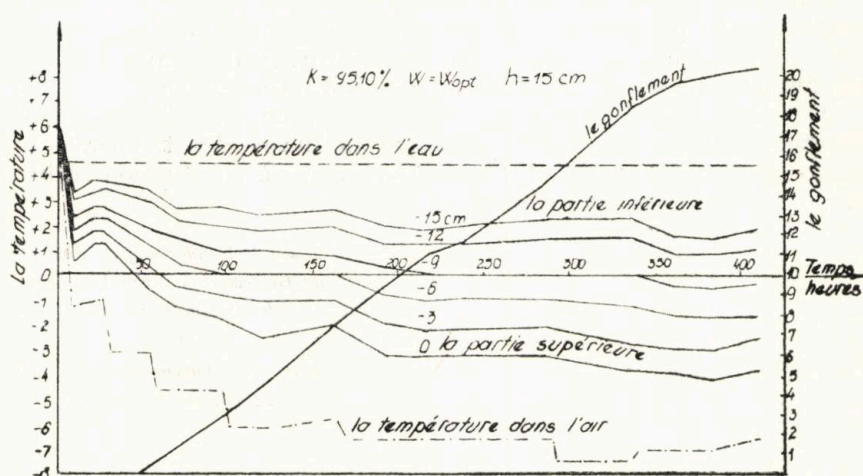


Fig. 5

Après l'écoulement du temps fixé pour l'essai (240 heures, 480 heures etc.) les éprouvettes sont extraites en dehors et coupées sur la génératrice.

On examine la forme et la grandeur des lentilles de glace et on prélève des échantillons de sol à différentes hauteurs.

Pour établir le taux d'humidité après le gel, dans la fig. 6 on peut examiner le gonflement des éprouvettes à la fin de l'essai ; dans la fig. 7 on observe l'aspect des lentilles de glace d'une éprouvette coupée.

4. Conclusions

L'installation automatique pour les essais de la gelivité des chaussées simule dans le laboratoire les conditions réelles du terrain offrant à ceux qui effectuent des recherches dans le domaine de la géotechnique routière une

riche source d'informations, par laquelle on peut apprécier la manière dont se comporte la route pendant l'hiver et prendre des mesures de protection contre les effets nocifs du phénomène de gel — dégel.

Ainsi par des mesures appropriées on peut déterminer la conductibilité thermique des matériaux éprouvés ainsi que l'isolation thermique des couches supérieures.

À l'aide d'un critère adéquat on peut apprécier la sensibilité du matériel au gel.

Par la détermination de l'humidité dans divers points situés sur la hauteur de l'éprouvette, à la fin de l'essai on peut apprécier l'apport d'humidité pendant le gel.

Toutes ces déterminations peuvent être effectuées sur des éprouvettes remaniées ou non, partant de différents points et de différentes humidités, tant en régime ouvert (les éprouvettes sont toujours en contact avec l'eau) qu'en régime fermé (les sources extérieures d'eau sont interrompues).

On peut apprécier le comportement des matériaux à différents régimes de température (gel lent ou rapide) ainsi que l'influence des températures très basses ou des gels de longue durée, correspondant à la situation réelle dans la zone d'où sont prélevées les épreuves.

Reçue le 14 octobre 1972

*Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Géotechnique, Fondations et Voies
de Communications
et
Chaire de Thermotechnique et
Machines Thermiques*

INSTALAȚIE AUTOMATIZATĂ PENTRU ÎNCERCAREA LA GELIVITATE A COMPLEXELOR RUTIERE

(Rezumat)

Se prezintă o instalație care permite reproducerea la scară de laborator a fenomenului de îngheț în complexele rutiere, în scopul identificării pământurilor gelive din terenul de fundație.

Gradientul de temperatură se transmite pe verticală și poate fi dirijat astfel încât să se ajungă la fața superioară a probei la o temperatură de -25°C , în timp ce fața inferioară este neînghețată și poate fi menținută sau nu în contact cu o sursă de apă, în funcție de condițiile reale. Se măsoară temperaturile în interiorul probelor și umflările ce se produc datorită înghețului.

O astfel de instalație este în funcțiune din anul 1971 la Stația de cercetări rutiere a facultății de construcții a Institutului politehnic din Iași.

O METODĂ NOUĂ DE ORGANIZARE A TRANSPORTURILOR LA CONSTRUCȚIILE DE TRANSPORT*)

DE

EUGEN FLOREA și VICTOR HAGIU

1. În cadrul organizării moderne a lucrărilor de construcții, paralel cu dezvoltarea industrializării, crește în mod simțitor rolul întreprinderilor de producție auxiliară.

În cazul lucrărilor cu caracter liniar, cum ar fi cele de căi de comunicații, costul final al producției livrate de întreprinderile auxiliare depinde și de cheltuielile de transport. De aceea amplasamentul întreprinderilor de producție auxiliară trebuie ales astfel încât să se reducă distanțele de transport. În această direcție trebuie rezolvate o serie de probleme cum ar fi:

- a) Determinarea zonelor de aprovizionare ale balastierelor și carierelor.
- b) Amplasarea poligoanelor de prefabricate, în funcție de punctele de lucru.
- c) Amplasarea centralelor de beton asfaltic sau de beton de ciment, în funcție de stațiile de transbordare ale materialelor.
- d) Amplasarea depozitelor.

Pentru rezolvarea acestor probleme, pe lângă metodele analitice, pot fi aplicate o serie de metode grafice, folosite în mecanica construcțiilor. Astfel, sînt cunoscute din statica construcțiilor [1] mijloacele de investigație grafică, care folosesc noțiunile de poligon funicular, poligon al forțelor etc.

Aceste procedee pot fi generalizate în scopul rezolvării eficiente a problemelor de amplasare în lungul traseului a întreprinderilor de producție auxiliară precum și a altor probleme analoage.

2. În categoria mărimilor care sînt susceptibile de a fi reprezentate grafic la orice scară intervin: cantitățile aprovizionate pe șantier, cantitățile transportate de la întreprinderile de producție auxiliară, exprimate în unități naturale, în tone sau în tone-kilometri, în funcție de datele problemei.

Utilizînd condiția de concurență a forțelor, în cazul echilibrului unui corp supus acțiunii lor precum și reprezentarea grafică prin poligoane închise a acestei condiții, în fig. 1 se prezintă un exemplu de schemă de calcul pentru determinarea zonelor de aprovizionare cu materiale de construcții.

În funcție de amplasarea balastierelor și carierelor pe traseu se determină grafic granițele de aprovizionare cu agregate de la diferite balastiere și cariere.

Prin calcul analitic se pot determina pe traseu punctele la care transportul de la două balastiere diferite înregistrează același cost, verificîndu-se rezultatele obținute prin metodele grafice.

*) Prezentată la sesiunea științifică a Institutului politehnic din Iași, 2—4 iulie 1970.

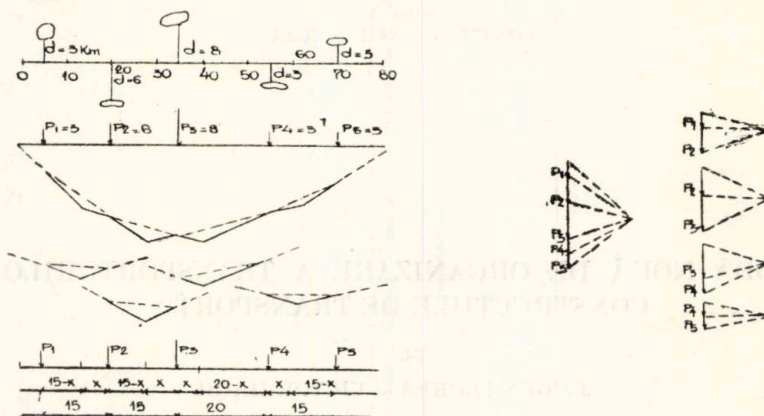


Fig. 1. — Schema de calcul utilizată pentru determinarea zonelor de aprovizionare cu materiale de construcții.

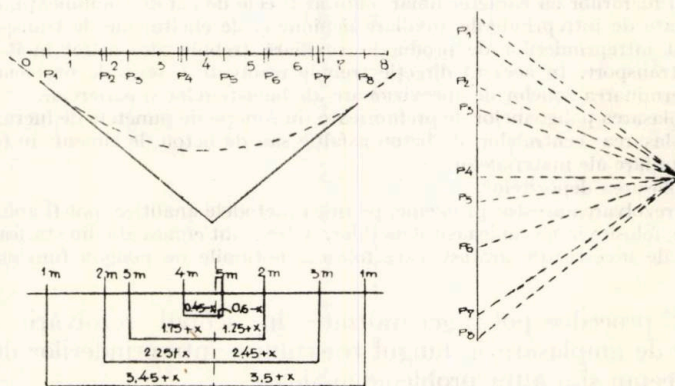


Fig. 2. — Schema de calcul pentru alegerea amplasamentului întreprinderilor de producție auxiliară.

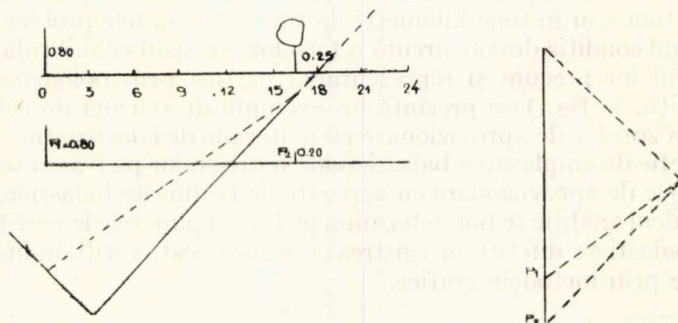


Fig. 3. — Determinarea amplasamentului unei centrale de beton asfaltic.

Construind poligonul funicular se determină, pentru fiecare pereche de forțe paralele, punctul de aplicație al rezultantei, care este și punctul în care cantitatea de tone kilometri de transporturi de la două balastiere vecine este egală.

În exemplul prezentat în fig. 2 se determină grafic amplasarea rațională a poligonului de prefabricate în funcție de necesarul acestora pe traseu.

Exemplul studiat se cercetează aplicînd procedeul compunerii forțelor coplanare utilizat în statică.

3. Desigur, în condițiile practice trebuie să se țină seama, la amplasarea poligonului de prefabricate, și de posibilitățile de asigurare cu materiale, de alimentare cu apă, precum și de crearea condițiilor normale de trai pentru personal.

Astfel, în fig. 3 este rezolvată această problemă în cazul unor puncte fixe de aprovizionare a unei stații de beton asfaltic.

Punctul căutat este acela în care momentele de transport se echilibrează.

4. În concluzie metodele grafice permit determinarea variantei optime de amplasare a întreprinderilor de producție auxiliară și organizarea în consecință a transporturilor pentru aprovizionarea lucrărilor pe traseu.

Primită la 31 martie 1973

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de organizare și planificare

BIBLIOGRAFIE

1. Gheorghiu Al., *Statica construcțiilor*. EDP, Buc., 1968.
2. Руденко Д. А., *Организация дорожно-строительных работ*. Госсизд. Л. С. А., Киев, 1962.
3. Могилевич В. М., *Основы организации дорожно-строительных работ*. Высшая Школа, Москва, 1966.

НОВЫЙ МЕТОД ОРГАНИЗАЦИИ ТРАНСПОРТА В ТРАНСПОРТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

(Резюме)

По аналогии с некоторыми задачами строительной механики графо-аналитический метод позволяет определить наиболее рациональное размещение производственных предприятий, асфальтобетонных и цементобетонных заводов, баз железобетонных изделий и границ снабжения материалами.

O GENERALIZARE MATEMATICĂ A NIVELĂRII RESURSELOR ÎN CONSTRUCȚII*)

DE
EUGEN FLOREA

1. O serie întreagă de probleme de repartizare optimă a resurselor în cadrul aplicării metodei drumului critic pot fi rezolvate prin introducerea noțiunii de *front*. Frontul este alcătuit din lucrările care pot fi executate în paralel. Aceste lucrări nefiind în conexiune tehnologică sînt situate în graficul rețea pe drumuri diferite.

Efectuînd numerotarea și ordonarea fronturilor, graficul rețea poate fi înlocuit printr-o mulțime de fronturi.

2. Fiecărei lucrări u_{ij} îi corespunde o durată t_{ij} și o intensitate y_{ij} .

Fiecărui front F_q , ($q = 1, \dots, m$), îi va corespunde o intensitate $y(F_q) = \sum y_{ij}$ și o durată $\tau(F)$, astfel încît $\sum \tau(F) = T$ — durata de realizare a proiectului.

Se notează prin $\bar{y}$ intensitatea medie a realizării proiectului :

$$(1) \quad \bar{y} = \frac{1}{T} \sum y_{ij} t_{ij}.$$

Drept măsură a neuniformității consumului de resurse se consideră mărimea :

$$(2) \quad \max | yF(q) - \bar{y} |.$$

Altfel zis realizarea optimă a proiectului este asigurată de minimizarea neuniformității utilizării unei resurse, adică a funcției (2), cu restricțiile :

$$(3) \quad \sum_{F_q \in u_{ij}} \tau_q = t_{ij}, \quad (4) \quad \sum_{q=1}^m \tau_q = T.$$

Este vorba, prin urmare, de o problemă de programare liniară, pentru rezolvarea căreia poate fi aplicat algoritmul simplex [1].

*) Prezentată la sesiunea științifică a Institutului politehnic din Iași, 2—4 iulie 1970.

3. În cazul unei resurse limitate, al cărei nivel zilnic dat este R (de exemplu executanții de o anumită specialitate), problema constă în determinarea timpului de începere a fiecărei lucrări astfel ca proiectul să fie executat cu resursa limitată dată într-un timp minim.

Înlocuind graficul rețea printr-o mulțime de fronturi problema se reduce [2] la găsirea duratelor fronturilor care minimizează funcția :

$$T = \sum_{q=1}^m \tau_q$$

în cazul restricțiilor (3) și pentru

$$(5) \quad \tau_q = 0, \quad \text{dacă } y(F_q) > R.$$

După rezolvarea problemei, prin așezarea fronturilor în ordine, se întocmește graficul liniar, prin care se determină timpul de începere a tuturor lucrărilor proiectului.

4. E x e m p l u. Se examinează proiectul reprezentat în graficul rețea din fig. 1.

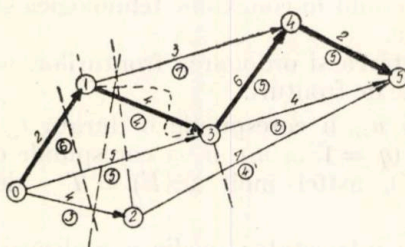


Fig. 1

Cifrele de deasupra săgeților indică duratele, iar cele de dedesubt intensitățile lucrărilor. Drumul critic este reprezentat prin linii duble.

În tabelul 1 este indicată mulțimea fronturilor, cu intensitățile lor.

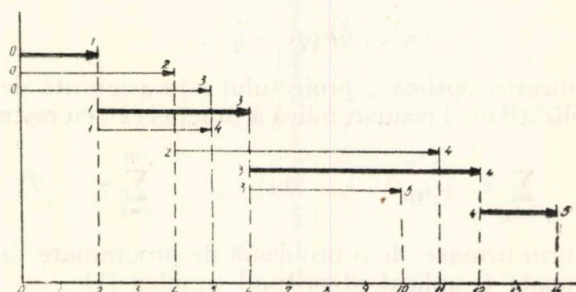


Fig. 2

Tabelul 1

Frontul F_q	Lucrările ce intră în frontul F_q	Intensitatea $y(F_q)$	Abateră $ y(F_q) - \bar{y} $
F_1	u_{01}, u_{03}, u_{02}	14	2,14
F_2	$u_{02}, u_{03}, u_{13}, u_{14}$	19	7,14
F_3	u_{03}, u_{13}, u_{14}	16	4,14
F_4	u_{13}, u_{25}	8	3,86
F_5	u_{25}, u_{34}, u_{35}	12	0,14
F_6	u_{25}, u_{34}	9	2,86
F_7	u_{45}	5	6,86

Se rezolvă problema determinării planului care minimizează abaterea maximă, adică care minimizează funcția (2) și care se realizează în timpul critic $T = T_{cr} = 14$.

Evident, în acest caz toate fronturile care nu conțin lucrări critice trebuie să aibă o durată nulă. Ținând seama de acest aspect se aplică o metodă grafo-analitică care simplifică calculele.

Se determină

$$\bar{y} = \frac{1}{T} \sum y_{ij} t_{ij} = 11,86$$

și abaterile pentru fiecare front (tabelul 1).

Problema constă în minimizarea funcției

$$\max_{t_q > 0} |y(F_q) - 11,86|,$$

cu restricțiile :

$$\begin{aligned} \tau_1 &= 2, & \tau_2 + \tau_3 + \tau_4 &= 4, \\ \tau_1 + \tau_2 &= 4, & \tau_2 + \tau_3 &= 3, \\ \tau_1 + \tau_2 + \tau_3 &= 5, & \tau_4 + \tau_5 + \tau_6 &= 7, \\ & & \tau_5 + \tau_6 &= 6, \\ & & \tau_5 &= 4, \\ & & \tau_7 &= 2, \end{aligned}$$

$$\tau_q \geq 0, \quad (q = 1, \dots, 7), \quad \sum_{q=1}^7 \tau_q = 14.$$

Rezultă soluția :

$$\tau_1 = 2, \tau_2 = 2, \tau_3 = 1, \tau_4 = 1, \tau_5 = 4, \tau_6 = 2, \tau_7 = 2.$$

Se acordă fiecărei lucrări un rang egal cu numărul fazei în care intră. Astfel, se obține; u_{01} — lucrare de rangul 1, u_{02} — lucrare de rangul 2, u_{03}, u_{13} — lucrări de rangul 3, u_{14}, u_{34} — lucrări de rangul 4, u_{25}, u_{35}, u_{45} — lucrări de rangul 5.

Fiecărui front i se acordă un rang egal cu rangul maxim (sau minim) al lucrărilor ce intră în acest front. Astfel F_1 are rangul 1, F_2 — rangul 2, F_3 și F_4 — rangul 3, F_5 și F_6 — rangul 4, F_7 — rangul 5.

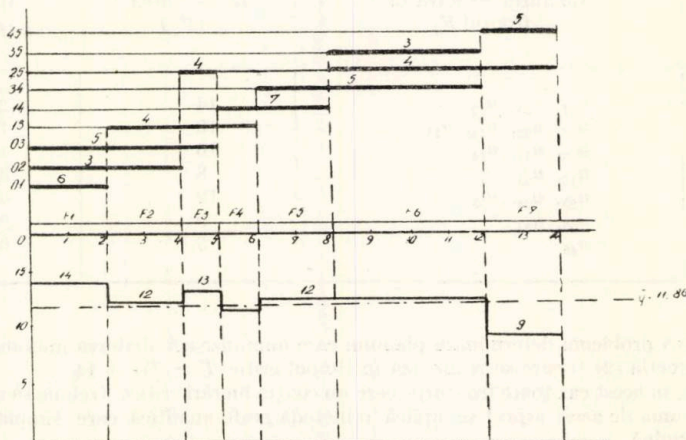


Fig. 3

Fronturile se dispun în ordinea creșterii rangurilor.

Se poate demonstra că această așezare a fronturilor nu contrazice graficul rețea [3].

Sub diagrama liniară s-a amplasat graficul utilizării resursei în cadrul noului plan optimizat.

Primită la 31 martie 1973

Institutul politehnic, Iași
Catedra de organizare și planificare

BIBLIOGRAFIE

1. Mihoc Gh., Nădejde I., *Programarea matematică*. Ed. șt., Buc., 1966.
2. Радчик И. А., *Некоторые задачи оптимального распределения ресурсов*. В сб. *Сетевое планирование и управление*. Изд. „Экономика“, Москва, 1967.
3. Коренблум Б. И., Рыбалский В. И., Хацет В. И., *Об одной экстремальной задаче, связанной с сетевой моделью проекта*. В сб. *Сетевое планирование и управление*. Изд. „Экономика“, Москва, 1967.

МАТЕМАТИЧЕСКОЕ ОБОБЩЕНИЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ РЕСУРСОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

(Резюме)

Замена сетевого графика множеством фронтов дает возможность разрешить задачу оптимального распределения ресурсов в строительстве. Таким образом оптимальная реализация проекта сводится к задаче линейного программирования.

ENIGE EIGENSCHAFTEN DER FESTIGKEIT UND VERFORMBARKEIT DES SILIKATSBETONS

VON

KALIKST GRABIEC, ANTONI LACZKOWSKI und WIESLAW NOWARA

1. Einleitung

Es ist allgemein bekannt, daß Beton im gegenwärtigen Bauwesen den Grundkonstruktionswerkstoff bildet. Trotz der Anwendung zur Betonherstellung solcher Rohstoffe, die im Lande gewonnen werden, begegnet man wiederholt einer ganzen Reihe von Störungen bezüglich der Erlangung der gewünschten Betonparameter. Einfluß darauf üben folgende Faktoren aus, der Bestand der naturellen Zuschlagstoffe im Lande, welcher ein Defizit aufweist und unrythmischer Verlauf der Zementlieferung.

Der Ausgleich des Fehlbetrages der naturellen Zuschlagstoffe seitens der künstlichen Zuschlagstoffe bleibt immer noch ein offenes Problem, weil die Herstellung der leichten Zuschlagstoffe immer die Bedürfnisse des Bauwesens befriedigt.

Das Suchen nach neuen Konstruktionswerkstoffen und das Bestreben, solche in die nationale Wirtschaft einzuführen, ist eine dringende und völlig begründete Zielsetzung in Anbetracht des wachsenden Bedarfes sowohl des Landbaus als auch des Wohnungsbaus.

Ein solcher Stoff, wie die angestellten Versuche aufweisen, ist der Silikatsbeton.

Die bei uns im Lande hergestellten experimentalen Konstruktions-elemente wie Balken, Platten und Pfeiler sowie das errichtete Prototyp eines Lagerhauses, bestätigen in vollem Ausmaß die Nützlichkeit dieses Stoffes für die Zwecke des Bauwesens.

Wie bekannt, stellt man den Konstruktionswerkstoffen bestimmte Anforderungen in bezug auf die Festigkeit und die Fähigkeiten der Verformbarkeit bei sofortiger und langwieriger Last. Man war in den durchgeführten wissenschaftlichen Untersuchungen, ausser dem Bereich der Technologie, um die Erkenntnis der physisch-mechanischen Kennzeichen dieser Stoffe bestrebt, denn die Kenntnis dieser Kennzeichen ermöglicht es, Maßnahmen

bezüglich der Anwendung dieses Stoffes zu verschiedenen Konstruktionen vorzunehmen.

Im dem vorgelegten Arbeit werden die Untersuchungen der länglichen Verformung der Silikatsbetonproben besprochen. Die angewandten Untersuchungsverfahren ermöglichen es, eine Einschätzung der elastisch-plastischen Eigenschaften des Stoffes zu treffen. Auf Grund der angelegten Untersuchungen und der gewonnenen Ergebnisse bestimmt man die Größe der plastischen Verformbarkeit, welche das Konstruktionsgerüst seitens der Last empfinden kann.

Ein weiteres Problem der Untersuchungen beruht darauf, die Untersuchungsmethodik in bezug auf die Bestimmung des Elastizitätsmodells von solchen Stoffen wie einfacher Beton, Silikatsbeton u. ä., zu einem Ganzen zu bringen.

Die angelegten Untersuchungen weisen auf, daß sowohl die Kräfteabstufung als auch die Untersuchungszeit einen entscheidenden Einfluß auf die Größe des Verformbarkeitsmodulus ausüben.

2. Beschreibung der durchgeführten Untersuchungen

Die Laboruntersuchungen wurden an Betonproben ausgeführt. Untersuchungen des Druckes und des Zuges wurden an Proben angestellt, deren Durchmesser und Höhe je 16 cm betrugen. Untersuchungen der längliche Verformbarkeit mit gleichzeitigem zentrischem Druck wurden auch an Walzproben durchgeführt, jedoch betrug der Durchmesser 15 und die Höhe 30 cm.

Ausgeführt wurden 24 Proben deren Durchmesser und Höhe 15 und 30 cm betrugen und 30 weitere Proben, deren Durchmesser und Höhe jeweils 16 cm ausmachen.

Gewichtszusammensetzung Charakteristik der für die Probenherstellung gebrauchten Silikatsmasse: 500 Kg trockene Kalk-Sandmischung, 11 Kg Kalk, 60 Kg trockene gehmalene Kalk-Sandmasse, 60 L Wasser, Temperatur 48°C.

- a) Wassergehalt der trockenen Mischung vor Wasserzufuhr, 4,3%.
- b) Aktivität der Mischung vor Wasserzufuhr, 9,8% CaO.
- c) Wassergehalt der Masse nach Wasserzufuhr, 12,7%.
- d) Aktivität der Masse nach Wasserzufuhr, 9,3% CaO.
- e) Dauer der Wassermischung, 2 Min.
- e) Dauer der Vibration der Masse nach der Formung, 2 Min.
- f) Regime des Autoklaves, 4 + 8 + 4 h.
- g) Datum der Probenausführung (nach dem Verlassen des Autoklaves) 21 März 1972.
- h) Datum der Untersuchung 6 April 1972.
- i) Mittlere Druckfestigkeit, 186 kG/cm².
- j) Veränderlichkeitsmesser, 6,4%.
- k) Mittlere Zugfestigkeit, 18,2 kG/cm².

l) Veränderlichkeitsmesser, 7,5%.

m) Volumengewicht im natürlichen Zustand, 1 790 kg/m³.

Messung der länglichen Verformbarkeit der Proben, deren Durchmesser und Höhe 15 und 30 cm betrugen, wurde auf zweierlei Weise ausgeführt.

a) Das erste Verfahren beruhte darauf, daß die Probe nach und nach belastet wurde, dabei machte der Belastungszuwachs 0,10 der Knickkraft aus. Die Unterbrechungen in der Belastungssteigerung beliefen sich auf 5 Min., Feinzeigerablesung erfolgte am Anfang und am Ende des Belastungsgrades [1].

b) Das zweite Verfahren, von CEB [2] vorgeschlagen, beruhte darauf, daß die Proben bis zum 0,6 der Zerstörungskraft stufenweise belastet wurden, in dem Ausmaß 0,15 der Zerstörungskraft, mit 15 Min. lang dauern Pausen. Oberhalb 0,6 der Zerstörungskraft wurde der Kräftezuwachs auf 0,05 der Zerstörungskraft gesenkt.

Sowohl die erste als auch die zweite Untersuchungsmethode lassen die elastische und plastische Verformbarkeit des Stoffes bestimmen und die Größe deren Modulen feststellen.

3. Analyse der Forschungsergebnisse

Den Abhängigkeitsverlauf stellt die Abb. 1 und 2 dar, und die Verformbarkeitslinie findet in der folgenden Gleichung ihren Niederschlag:

$$(1) \quad \sigma_i = a_1 \varepsilon_1 + a_2 \varepsilon_1^2.$$

In dieser Gleichung $i = 1, 2, 3, \dots, n$ bezeichnet laufende Werte, einzeln Belastungsstufen zugeordnet.

Wenn man jetzt diese Gleichung differenziert, erhält man den Elastizitätsmodul, in Tangenswinkel ausgedrückt, welchen die Tangente zur Kurve bildet, also:

$$(2) \quad E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}.$$

Man bestimmte im Ergebnis der Analyse, für die Proben, die im ersten Verfahren untersucht wurden:

$$(3) \quad E = 58\,775 - 903\,952 \varepsilon,$$

für Proben, die im zweiten Verfahren untersucht wurden:

$$(4) \quad E = 50\,251 - 795\,964 \varepsilon.$$

Sowohl im ersten als auch im zweiten Fall bezieht sich der Wert des Elastizitätsmoduls auf die vollendeten Verformbarkeiten, also:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}.$$

In dieser Gleichung ε_v bezeichnet die vollendeten, ε_{el} die elastischen und ε_{pl} die plastischen Verformbarkeiten.

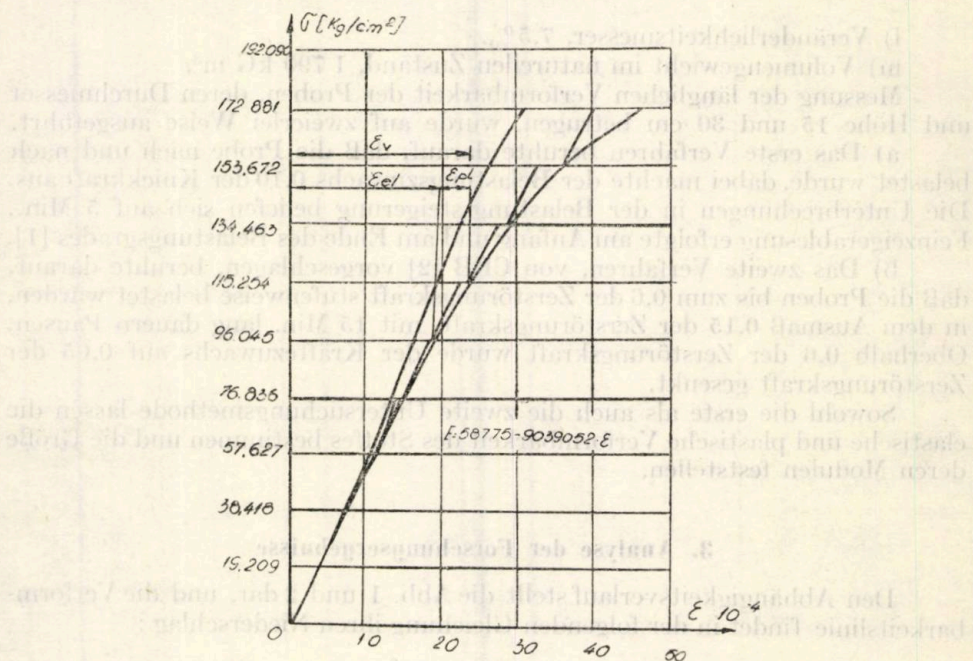


Abb. 1. — Diagrammen σ — ϵ für die im ersten Verfahren untersuchten Proben.

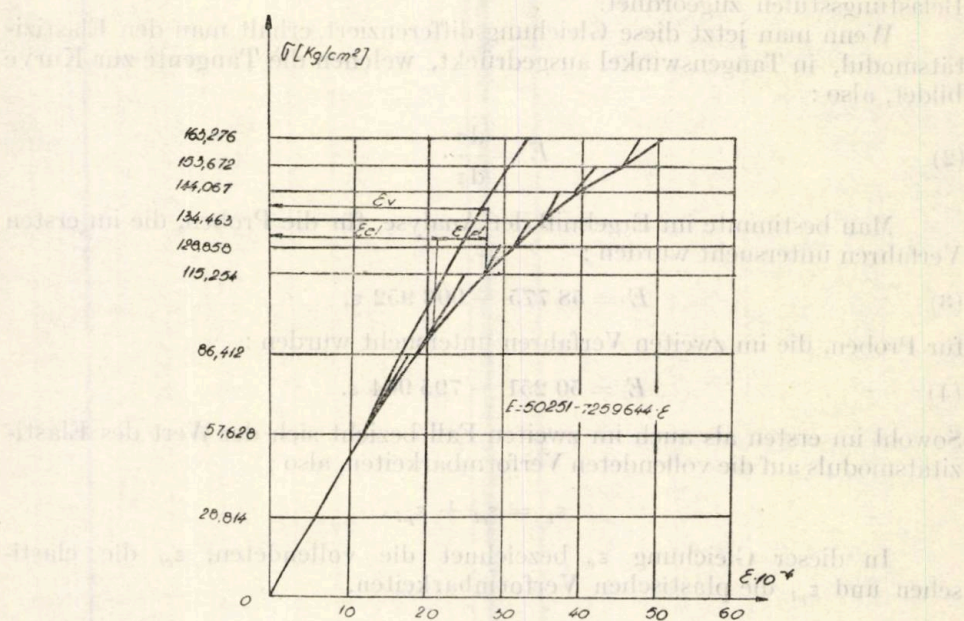


Abb. 2. — Diagrammen σ — ϵ für die im zweiten Verfahren untersuchten Proben

Aus dem Vergleich der Werte, welche die Gleichungen (3) und (4) enthalten, wird ersichtlich, daß die belastete Probe von der Zeiteinwirkung beeinflusst wird.

Der Unterschied der Anfangswerte der Elastizitätsmodule betrug in den Objektuntersuchungen 17 %.

Indem man die elastischen und plastischen Verformbarkeiten durch Einführung folgender Bezeichnungen:

$$(6) \quad \beta = \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_v}, \quad (7) \quad \lambda = \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_v}$$

aussondert, lassen sich die elastischen und plastischen Eigenschaften des untersuchten Stoffes bestimmen.

Für den ideal elastischen Stoff $\beta = 1,0$, dabei bewegt sich ε_{pl} in Richtung 0; für den ideal plastischen Stoff $\beta = 0$ dabei ε_{pl} bewegt sich zur Unendlichkeit

4. Zusammenfassung der Forschungsergebnisse

Nach dem die Proben des Formensilikats zahlreichen Untersuchungen unterzogen wurden, hat man festgelegt, daß bei $\sigma = 0,4 R \dots 0,5 R$ im ersten wie im zweiten Untersuchungsverfahren $\beta = 0,880$; wenn $\sigma = 0,8 R \dots 0,9 R$, $\beta = 0,680$ im ersten Verfahren, während im zweiten Verfahren 0,580 beträgt.

Aus den Versuchen über leichten Beton, dessen Dichtstruktur aus porigen Kalkzuschlagstoff „Karsy“ hergestellt wurde, erhielt man bei $\sigma = 0,4 R$ bis $0,5 R$, $\beta = 0,920$ und bei $\sigma = 0,8 R$ bis $0,9 R$, $\beta = 0,810$.

Die Versuche N. I. L e w i n s [3] über Schaumbeton ergeben, daß bei $\sigma = 0,9 R$, $\beta = 0,880$. Die CNIPS Versuche über Stahlbetonbalken, aus einfachen Beton gemacht, welche in den Jahren 1947—1948 unter die Leitung von W. I. M u r a s c h e w [4] betrieben wurden, ergaben, daß $\beta = 0,500 \dots 0,200$.

Die Kompressibilität der Formensilikatsproben belief sich im ersten Verfahren bei $\sigma = 0,8 R$ auf 3,5 mm/m, und im zweiten Verfahren auf 4,6 mm/m. Die Kompressibilität der leichten Betons, aus porigen Zuschlagstoff belief sich nach R. V a l o r [6] auf 2,8 bis 3,4 mm/m, wenn $\sigma = 0,8 R$. Nach M. Z. S i m o n o w [5] belief sich die Kompressibilität der leichten Betons mit Dichtstruktur, bei veränderlicher Festigkeit von 82 bis 93 kG/cm² auf 0,95 bis 1,85 mm/m. Dagegen belief sich die Kompressibilität des leichten Betons, Dichtstruktur aus Kalkzuschlagstoff „Karsy“ [1], mittlere Festigkeit 170 kG/cm² bei Achsendruck, auf 2,5 mm/m, wenn $\sigma = 0,8 R$.

Es lässt sich auf Grund der durchgeführten Analyse der Forschungsergebnisse feststellen, daß der Formensilikat zufriedenstellende Eigenschaften aufweist, um als ein Konstruktionswerkstoff erkannt zu werden.

Indem man die bewehrten Konstruktionselemente des Formensilikats verwendet, spart man Zement als Betonbindemittel ein, dabei werden die

reichen Sandlagerstätten, aus verschiedenen Teilen des Landes, die Produktionsentwicklung dieses verhältnismässig attraktiven Stoffes, wie es der Formensilikat ist, fördernd beeinflussen.

Eingegangen an 8. April 1973

Technische Hochschule, Poznań
und
Hochschule Ingenieurbau, Białystok,
Polen

LITERATURVERZEICHNIS

1. Grabiec K., Inżynieria i Budownictwo, 6 (1965).
2. Kuczyński W., Inżynieria i Budownictwo, 8 (1960).
3. Левин М. И., Механические свойства блоков из ячеистых бетонов. М., 1960.
4. Мурашев В. И., Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона. М., 1950.
5. Симонов М. З., Бетон и железобетон на пористых заполнителях. Госстройиздат, М., 1955.
6. Valor R., *Lightweight Concrete*. J. of the American Concrete Inst., 9, 10 (1954).

UNELE PROPRIETĂȚI DE REZISTENȚĂ ȘI DEFORMABILITATE ALE SILICOBETOANELOR

(Rezumat)

Se prezintă rezultatele unor cercetări experimentale privind rezistența și deformabilitatea silicobetoanelor.

INFLUENȚA FĂINII DE CALCAR COMPACT DE LA STÎNCA — ȘTEFĂNEȘTI, JUD. BOTOȘANI, ÎN PROCESUL DE HIDRATARE ȘI ÎNTĂRIRE A CIMENTULUI*)

DE

I. C. BURLACU

1. Introducere

Datele existente în literatură, referitoare la comportarea calcarului în mortare și betoane, sînt adesea contradictorii. Astfel, în timp ce unii cercetători susțin că prin intervenția calcarului are loc o creștere a caracteristicilor mecanice, alții ajung la rezultate diferite. A. S t e o p o e atribuie aceste controverse naturii cimentului întrebuințat, mai precis modulului său hidraulic, deci conținutului său în oxid de calciu și gradului de metamorfozare a calcarului.

S-a constatat că unele agregate calcaroase produc o sudare directă cu piatra de ciment, printr-un strat de legătură format dintr-o soluție solidă de hidroaluminat de calciu și carbonat aluminat de calciu [2].

Studiind întărirea aluminatului tricalcic în aer G. Schippa și R. Turriziani (1957) au observat că produsul rezultat prezintă o röntgenogramă diferită de cea a hidroaluminatului tricalcic, de unde au tras concluzia că în prezența bioxidului de carbon atmosferic se formează un carbonat aluminat de calciu cu formula $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ [2].

Hidratarea aluminatului tricalcic și a aluminoferitului tetracalcic în prezența carbonatului de calciu în suspensie apoasă și în pastă, după P. P. B u d n i k o v și colaboratori, nu duce la hexahidrat (C_3AH_6) ci la complexul $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 11\text{H}_2\text{O}$ care se dezvoltă, de preferință, direct, pe suprafața granulelor de calcar, sub formă de ace și foițe. Astfel se explică influența favorabilă exercitată de adaosul de calcar asupra rezistenței componentilor mineralogici aluminosi ai cimentului.

Acțiunea finului de calcar metamorfic, care substituie în mortare finul silicios, este atribuită de către J. F a r r a n și J. C. M a s o, fenomenelor de epitaxie [6].

În sfîrșit J. M. B u t t și colaboratorii afirmă că în cazul tratamentelor hidrotermice, hidrosilicații de calciu formează de asemenea complecși cu calcarul, fără a face vreo precizare referitoare la compoziția lor.

2. Partea experimentală

Scopul acestui studiu a fost acela de a stabili comportarea calcarului compact de la Stîncă — Ștefănești, jud. Botoșani, în amestec cu cimentul, în vederea obținerii unor cimenturi cu calcar și a altor lianți amestecați, dar cu trei componenți, ca în sistemul ciment — calcar — cenușă de pîrită.

*) Prezentată la sesiunea științifică a Institutului politehnic din Iași, 2—4 iulie 1970.

Calcarul are compoziția dată în tabelul 1 și a fost supus operațiilor de măcinare și cernere la o finețe apropiată de cea a cimentului, fiind experimentat în proporțiile de 5 ; 10 ; 15 ; 30 ; 60 și 80 g în 100 g amestec, cu un ciment RIM și cu un altul portland fără adaosuri. În studiul prizei s-au utilizat valorile apei de amestecare indicate în tabelul 2 în care sint specificate și rezultatele obținute.

Tabelul 1

*Analiza chimică a rocilor calcarase (probe medii pe variații faciale)
de la Stînca Ștefănești [1]*

SiO ₂	1,56	0,82	35,82	19,56	21,48	4,68
Fe ₂ O ₃	urme	urme	1,57	0,78	0,85	0,79
Al ₂ O ₃	urme	urme	4,11	1,96	2,05	2,15
CaO	53,48	53,96	29,10	39,28	39,78	49,42
MgO	0,88	0,81	2,01	2,18	1,23	0,89
P.C.	43,12	43,70	26,70	35,12	34,44	41,92
Total	99,04	99,29	99,31	99,88	99,83	99,85
CaCO ₃	95,44	96,29	51,93	70,10	70,99	89,97
MgCO ₃	1,84	1,69	4,20	4,58	2,57	1,86
Tip rocă pe baza analizelor chimice	Calcar		Marnă			Calcar marnos (la limită cu marna)

Inițial s-a determinat apa de amestecare pentru pasta de consistență normală la cimenturile simple și la cimenturile cu procente de calcar utilizate. S-a observat, la cimentul RIM cu 80% calcar în amestec, în concordanță cu o lucrabilitate grea, că pasta nu capătă forma inelului prin batere laterală ci numai prin îndesare cu spaclu, cu toate că sonda aparatului Vicat pătrunde complet în pastă. Prin îndesare era de așteptat să se obțină o pătrundere cât mai redusă a sondei în pastă. Deci la aprecierea valorii apei de amestecare pentru pasta de consistență normală a trebuit, în acest caz, să se procedeze, în mod obligatoriu, la o îndesare a pastei. Datorită acestui fapt, la procente de 60 și 80% calcar, timpul de priză pentru o valoare a apei de amestecare egală cu cea a pastei de consistență normală se obține mai precis prin interpolare lucrînd cu două valori ale apei de amestecare, situate deoparte și de alta a celei de consistență normală, în acest caz cu 75/3% ml apă de amestec, dar prin îndesare pentru ca pasta să capete forma inelului și cu 100/3% ml apă de amestec, însă fără îndesare deoarece pasta capătă forma inelului avînd apă în exces (tabelul 2).

Exemplu de interpolare pentru începutul prizei

$$a_m'' - a_n' = 100 - 75 = 25 \text{ ml apă... } T'' - T' = 2h^{15'} - 0h^{45'} = 1h^{30'},$$

$$a_n'' - a_n' = 85 - 75 = 10 \text{ ml apă... } x = 1h^{30'}/2,5 = 36',$$

Tabelul 2
Țișul de priză a unor cimenturi în amestec cu pudră de calcar

Nr. crt.	Amestec		Ciment RIM						Portland					
	% calcar	calcar ciment	Apă amestec pentru pasta de consistență normală menținută constant			Apă amestec în exces menținută constant			Apă amestec pentru pasta de consistență normală corespunzătoare fiecărui proces			Apă amestecare pentru pasta de consistență normală menținută constant		
			a/c	înce-put h	Sfir-șit h	Du-rata h	a/c	înce-put h	Sfir-șit h	Du-rata h	a/c	înce-put h	Sfir-șit h	Du-rata h
0	0	0	0,25	2	3 ⁴⁵	1 ⁴⁵	0,33	3 ³⁰	4 ³⁰	1	0,25	2	3 ⁴⁵	1 ⁴⁵
1	5	15	0,26	1 ⁴⁵	3	1 ¹⁵	0,35	3 ¹⁵	4 ¹⁵	1	0,26	1 ⁴⁵	3	1 ¹⁵
2	10	30	0,27	1 ³⁰	2 ³⁰	1	0,37	2 ⁴⁵	3 ⁴⁵	1	0,27	1 ³⁰	2 ³⁰	1
3	15	45	0,29	1 ³⁰	2 ³⁰	1	0,39	2 ³⁰	3 ³⁰	1	0,29	1 ³⁰	2 ³⁰	1
4	30	90	0,35	1	2	1 ¹⁵	0,47	2 ¹⁵	3 ¹⁵	1	0,37	1	2	1
5	60	180	0,62	0 ⁴⁵	2	1 ¹⁵	0,83	2 ¹⁵	3 ¹⁵	1 ³⁰	0,70	1 ¹⁵	2 ³⁰	1 ¹⁵
6	80	240	1,25	0 ³⁰	2	1 ³⁰	1,66	2 ⁴⁵	4 ¹⁵	1 ³⁰	1,50	2	3 ³⁰	1 ³⁰

iar

$$\Delta t = \frac{a_n - a_n'}{a_m'' - a_n'} (T'' - T') = 36'.$$

Începutul prizei $T' + \Delta t = 0h^{45'} + 36' = 1h^{21'}$.

În cazul tabelului 2, cu valorile experimentale obținute pe cimentul RIM, care are apa de amestecare pentru pasta de consistență normală menținută la o valoare constantă de 25%, s-a ajuns la procente de 60 și 80% în calcar, la o lucrabilitate din ce în ce mai grea, fiind necesară o puternică batere laterală sau o îndesare cu spaclu, pentru ca pasta să capete forma inelului. În același timp la un ciment portland fără adaosuri, datorită faptului că acesta are un conținut mai redus în oxid de calciu precum și o finețe de măcinare mai mică, la aceleași procente s-a obținut o lucrabilitate multumitoare. La acest ciment apa de amestecare este de 33,33%, deci în proporție mai mare, reprezentând valoarea ei în cazul pastei de consistență normală, menținută constantă și la aceste procente. Această observație pune în evidență faptul că și lucrabilitatea pe pastă depinde și de natura cimentului.

Prin urmare o indicație asupra reacției unui calcar cu cimentul ar putea fi considerată lucrabilitatea la procente mari, de 80%, în condițiile unei cantități de apă de amestec egală cu aceea a pastei de consistență normală a cimentului simplu.

Cimenturile bogate în Ca(OH)_2 , la hidratarea din timpul procesului prizei cu o lucrabilitate foarte grea la procente mari, influențează, cum se va arăta în altă lucrare [7], în amestec cu calcarul, cel mai mult caracteristicile mecanice, pe cînd cimenturile mai sărace în Ca(OH)_2 , la hidratarea din timpul prizei, au o lucrabilitate mai bună și vor influența mai puțin caracteristicile mecanice. De asemenea prezintă o importanță deosebită și conținutul în celit II al cimenturilor întrebuintate, datorită faptului că aluminatul tricalcic formează cu calcarul complexul $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ și are, dintre componenții mineralogici ai cimentului, cea mai mare viteză de hidratare.

Din analiza tabelului 2, conținînd valorile experimentale ale procesului de priză, în funcție de variația procentelor de calcar, se observă, cu toate că valoarea raportului a/c crește, cum calcarul intervine printr-o accelerare a timpului de priză, ca urmare a reacțiilor ce au loc. În același timp se constată, în cazul cimenturilor întrebuintate, că uneori la procentul de 60% calcar și mai frecvent la procentul de 80% începutul, sfîrșitul și durata prizei suferă o mărire a valorii lor, față de procentajele imediat inferioare, dar nu și față de proba martor. Această observație se explică prin existența unui prag sau a unui punct de echivalență cantitativă, de echilibru (sau punct critic), între valoarea procentului de calcar adăugat și cantitatea de aluminat tricalcic hidratat, respectiv de Ca(OH)_2 , rezultați la hidratarea și hidroliza cimentului. După acest punct de echivalență cantitatea de ciment fiind din ce în ce mai mică, viteza de reacție rămîne oarecum constantă iar creșterea valorilor timpului de priză se datorește pur și simplu mării raportului a/c . Cu alte cuvinte cantitățile de hidroxid de calciu și de aluminat tricalcic hidratat, rezultate la hidratarea cimentului, fiind insuficiente, nu satisfac imediat condiția formării

complexului de întărire, prin care calcarul influențează procesul de accelerare a prizei; această creștere valorică a timpului de priză este cu atât mai mare cu cât ne-am îndepărtat mai mult de acel punct de echivalență. Concomitent este posibilă formarea unui compus de forma $C_3A \cdot CaCO_3 \cdot n'H_2O$ precum și de hidroalumiinați de calciu, cu alt număr de molecule de apă. Cu titlu de exemplu, se menționează că în cazul cimentului portland cu 80% calcar, durata prizei este de 2 h^{15'} pe cînd la cimentul RIM scade la 1 h^{30'}.

Este posibil să se prevadă dacă un ciment sau un calcar influențează pozitiv caracteristicile mecanice ale amestecurilor lor numai pe baza prizei, și anume:

1. Un ciment cunoscut, bogat, la hidratarea și hidroliza din timpul prizei, în aluminat tricalcic hidratat și în hidroxid de calciu, va da valorile cele mai ridicate ale rezistențelor mecanice, cu acel calcar care la procentajul de 80%, prezintă, cu apa de amestecare pentru pasta de consistență normală a cimentului simplu, lucrabilitatea cea mai grea. De asemenea, la determinarea prizei, în ordinea crescătoare a procentului de calcar, menținînd proporția de apă de amestecare constantă, va avea la procentul de 80% o cât mai mică creștere a duratei prizei, față de procenteile anterioare. Cu cât această diferență de timp este mai redusă, cu atât acel calcar va influența mai pozitiv caracteristicile mecanice.

2. Un calcar despre care se cunoaște că influențează pozitiv caracteristicile mecanice ale cimentului, va da valorile cele mai ridicate ale rezistențelor mecanice, cu acel ciment (determinat numai prin efectuarea timpului de priză după tabelul menționat) la care diferența de timp, indicată mai sus, de creștere a duratei prizei pentru procentul de 80% calcar, este cea mai mică și care prezintă lucrabilitatea cea mai grea.

Aceste anticipări ne scutesc de necesitatea determinării rezistențelor mecanice și de studiul lor în timp, pentru cimenturile sau calcarele ce nu corespund și oferă posibilitatea selecționării lor pentru cercetare și utilizare.

În studiul prizei cimenturilor, așa cum rezultă din tabelul 2, este mai indicat a se utiliza un exces de apă față de valoarea apei de amestecare pentru pasta de consistență normală, ceea ce a condus, cu excepția ultimului procent, la o aceeași valoare a duratei prizei.

Cu cimentul portland s-a obținut la un conținut de 60% și 80% calcar o întârziere a începutului prizei față de procenteile mai mici; acestea au imprimat o accelerare (tabelul 2), iar cu cimentul RIM s-a realizat o accelerare continuă a începutului prizei, fenomen ce întărește și extinde și în cazul prizei afirmația prof. A. S t e o p o e cu privire la natura cimentului. Comparația se referă la cazul cînd apa de amestecare pentru pasta de consistență normală este menținută constantă.

Tabelul 3
Priza la un ciment tip calcarit

Felul liantului	Ciment	Calcarit
Apa de amestecare	26,5	26
Raport a/c pur	0,26	1,04
Începutul prizei	4	1h 3/4
Sfîrșitul prizei	5h 2/4	2h 3/4

Tabelul 4

Variația vitezei de întărire a cimentului, în amestec cu făina de calcar, între 28 și 90 zile

Nr. crt.	Procente în 100 g	Amestec		Apă amestec ml	a/c	$R_{c, 90}$ zile daN/cm ²	$R_{c, 28}$ zile daN/cm ²	f_c	$R_{t, 90}$ zile daN/cm ²	$R_{t, 28}$ zile daN/cm ²	f_t
		calcar g	ciment g								
0	0	0	500	160	0,32	490	444	1,10	46,0	42,5	1,08
1	5	25	475	160	0,33	518	464	1,11	44,3	40,5	1,09
2	10	50	450	160	0,35	490	430	1,13	44,0	39,2	1,12
3	15	75	425	160	0,37	474	404	1,17	42,5	36,5	1,16
4	30	150	350	160	0,45	426	346	1,23	37,5	31,5	1,19
5	60	300	200	160	0,80	286	200	1,43	27,9	21,3	1,30
6	80	400	100	160	1,60	152	87	1,74	14,2	10,0	1,42

Tabelul 5

Variația rezistenței la compresiune a cimentului RIM cu calcar, după o păstrare de 28 zile în mediu umed, supus aburirii timp de 3 ore la temperatura de 40°, 60° și 80°C

Nr. crt.	Pro- cente în 100 g	Amestec		Apă amestec ml	a/c	Rezistența la compresiune daN/cm ²				Coeficientul de întărire prin aburire *)		
		calcar g	ciment g			t = 20°C	t = 40°C	t = 60°C	t = 80°C	t = 40°C	t = 60°C	t = 80°C
0	0	0	500	160	0,32	402	408	436	352	1,01	1,08	0,87
1	5	25	475	160	0,33	410	415	445	357	1,01	1,08	0,87
2	10	50	450	160	0,35	412	419	443	354	1,01	1,07	0,86
3	15	75	425	160	0,37	405	410	415	345	1,01	1,02	0,85
4	30	150	350	160	0,45	382	377	390	324	0,98	1,02	0,84
5	60	300	200	160	0,80	254	256	269	228	1,00	1,05	0,90
6	80	400	100	160	1,60	122	126	140	130	1,03	1,14	1,06

*) Coeficientul de întărire prin aburire se definește ca raportul rezistenței la compresiune la temperatura de tratare termică și rezistența la compresiune la temperatura obișnuită.

A. S t e o p o e a determinat priza la un ciment tip calcarit, cu 25% clincher de ciment portland normal și 75% calcar [2] și a obținut rezultatele din tabelul 3. Deși raportul apă : ciment pur a crescut de patru ori, rezultă, datorită cimentului întrebuițat, bogat în CaO, o accelerare accentuată a prizei.

Odată analizat mecanismul prin care intervine calcarul în procesul prizei propriu-zise a cimenturilor, este necesar să se studieze ce se petrece mai departe, în procesul de întărire. În funcție de natura cimentului și de valoarea procentului de calcar din amestec, s-a pus în evidență faptul că viteza de întărire variază după o anumită regulă. S-a exprimat această viteză de întărire prin factori, care pun în evidență de câte ori sînt mai mari rezistențele mecanice la 90 zile față de cele de la 28 zile. S-a ales acest interval de timp pentru studiul întăririi, deoarece cimentul simplu prezintă creșteri mai lente ale rezistențelor mecanice. S-au notat acești factori cu f și s-au obținut valorile din tabelul 4, din care rezultă că în acest interval de timp, în cazul cimentului simplu, reacțiile de întărire devin mai lente și că aceste reacții se intensifică odată cu creșterea procentului de calcar, fapt ce rezultă din mărirea valorilor lui f atît la compresiune cît și la întindere. Pe lîngă fenomenul de accelerare a procesului prizei, analizat anterior, creșterea valorilor lui f la compresiune de la 1,10 la 1,74 și a lui f la întindere, de la 1,08 la 1,42, dovedește că în cimenturi calcarul nu se comportă ca un material inert, ci ca unul activ, concomitent cu creșterea procentului de calcar, descreșterea conținutului în ciment și mărirea raportului a/c .

Întărirea hidrotermică a cimenturilor cu calcar a fost experimentată în cazul aburirii, pe mortare normale, raport 1:3, cu ciment RIM, la compresiune, după o păstrare a epruvetelor timp de 28 zile în mediu umed, cînd procesul de întărire a cimentului simplu decurge din ce în ce mai lent. Epruvetele au fost tratate termic prin aburire timp de trei ore, la temperaturile de 40°, 60° și 80°C și la încercare au rezultat valorile cuprinse în tabelul 5. Se observă că pentru toate procente de calcar valorile maxime se obțin la temperatura de 60°C, creșterile de rezistență ajungînd la 34...35 daN/cm². Efectuînd raportul dintre rezistența la compresiune la temperatura de tratare termică și rezistența la compresiune la temperatura obișnuită, pe care îl vom denumi *coeficient hidrotermic de întărire prin aburire*, se constată, la temperatura optimă, o mică variație a sa, supraunitară, de la 1,02 la 1,14 (tabelul 4). Această observație pune în evidență existența unui fenomen cu repercusiuni asupra rezistențelor mecanice sau cu alte cuvinte dovedește că procesul de întărire prin aburire este foarte puțin accelerat, ceea ce este în concordanță cu indicațiile din literatură, unde se specifică că betonul cu agregat calcaros nu dă rezultate bune la tratamentul hidrotermic cu apă caldă [2].

3. Concluzii

Din conținutul acestei lucrări rezultă că :

1. Făina de calcar compact de la Stîncea — Ștefănești, jud. Botoșani, intervine în procesul prizei cimenturilor printr-o acțiune de accelerare, cu toate că raportul a/c crește. Ritmul de accelerare depinde de natura cimentului

respectiv de conținutul său în aluminat tricalcic și oxid de calciu, și furnizează o indicație cu privire la reacția calcarului cu componenții cimentului.

2. Lucrabilitatea, la procente mari pe pastă, este mai mult sau mai puțin grea, în funcție de natura cimentului, reprezentând și ea un indiciu al reacției calcarului cu cimentul; poate fi îmbunătățită cu adaosuri tensioactive.

3. De asemenea, prin creșterea valorilor factorului vitezei de întărire, notat cu f , concomitent cu mărirea procentului de calcar, descreșterea conținutului în ciment și mărirea raportului apă: ciment simplu, se dovedește că între 28 și 90 zile calcarul nu se comportă ca un material inert, ci ca unul activ, pe lângă fenomenul de accelerare a prizei menționate mai sus, când reacțiile de întărire sînt mult mai intense ca la cimentul simplu.

4. Cimenturile cu calcar, supuse aburirii, timp de trei ore, la temperaturile de 40°, 60° și 80°C, pe mortare normale, raport 1:3, prezintă valorile maxime la temperatura de 60°C și indică prin mica variație a coeficientului hidrotermic de întărire prin aburire că procesul de întărire este foarte puțin accelerat, după 28 zile, prin aburire.

Primită la 10 mai 1971

Institutul politehnic, Iași,
Laboratorul de materiale de construcții

BIBLIOGRAFIE

1. Chelărescu Al., Bigu Gh., Păunel El., Nichita O., Boțoman Gh., *Rocile calcaroase din lungul râului Prut — sursă de materie primă pentru fabricarea cimentului*. Bul. Inst. polit. Iași, XII (XVI), 3—4, 437 (1966).
2. Steopoe Al., *Agregatele calcaroase în betoane*. Rev. Constr. și mat. de constr., 4, 207 (1967).
3. Steopoe Al., *Sur la structure des suspensions aqueuses des ciments purs ou mélangés et sur les propriétés techniques de ces suspensions durcies*. Rev. des Matériaux de Construction, 508, 1 (1958).
4. Steopoe Al., *Îndrumător pentru utilizarea cimenturilor în construcții*. Ed. tehn., Buc., 1967, 52—53.
5. Biczók I., *Coroziunea și protecția betonului* (trad. din l. engleză). Ed. tehn., Buc., 1965, 25.
6. Farran J., Maso C. J., *De l'emploi des substitutions calcaires pour l'amélioration des agrégats à bétons*. Rev. des Matériaux de Construction, 586—587, 195 (1964).
7. Burlacu I., *Comportarea cimenturilor cu calcar de la Stîncă—Ștefănești, jud. Botoșani, în alcătuirea mortarelor*. Comun. prez. la ses. șt. a Inst. polit. din Iași, 2—4 iulie 1970.

INFLUENCE DE LA FARINE DE CALCAIRE COMPACT DE STÎNCA—ȘTEFĂNEȘTI, DISTRICT DE BOTOȘANI, DANS LE PROCESSUS DE HYDRATATION ET DE RENFORCEMENT DU CIMENT

(Résumé)

Le but de cet étude a été d'établir le comportement du farine de calcaire compact de Stîncă — Ștefănești, en mélange avec le ciment.

On constate une accélération de la prise du ciment et un comportement actif dans le processus de renforcement.

Nr. coli tipar 8+5 planșe



Tiparul executat la Întreprinderea poli-
grafică Iași, Str. Vasile Alecsandri nr. 6,
sub cd. nr. 139
Republica Socialistă România

1974 AUG 09

40822